
POLITECNICO DI TORINO
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea Magistrale

**Collasso di un manufatto in calcestruzzo: analisi
con la Meccanica della Frattura**

*Collapse of a concrete artefact: analysis with the Fracture
Mechanics*

Relatore

Prof. Ing. Bernardino Chiaia

Correlatore

Ing. Stefania Marello

Candidato

Stefano Grisolia

Anno accademico 2017/2018

Ai miei genitori

INDICE

1. INTRODUZIONE E OBIETTIVI.....	1
1.1. PREMESSA	1
1.2. SCOPO DELLA TESI	1
2. STATO DELL'ARTE.....	4
2.1. PROGETTO ESECUTIVO E CENNI AL CSA.....	6
2.1.1. <i>Esame del Progetto e di quanto realizzato</i>	9
2.2. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.....	16
2.3. GESTIONE DEL CANTIERE E SICUREZZA IN FASE DI PROGETTO ED ESECUZIONE	20
3. DINAMICA DEL SINISTRO E CAUSA DELL'EVENTO	32
3.1. OSSERVAZIONI CIRCA IL CINEMATISMO.....	33
4. STRUMENTI E METODI IMPIEGATI.....	39
4.1. RIGUARDO LA MECCANICA DELLA FRATTURA ELASTICA LINEARE.....	39
4.1.1. <i>Introduzione alla Meccanica della Frattura: le teorie classiche</i>	43
4.2. IL MODELLO DI WESTERGAARD PER LO STUDIO DELLA FRATTURA	48
4.2.1. <i>Preliminari matematici e Modo I (Apertura)</i>	48
4.2.2. <i>Modo II (Taglio)</i>	56
4.2.3. <i>Cenni al Modo III (Strappo o Taglio fuori dal piano)</i>	59
4.3. STUDIO DELLA FRATTURA PER MODO MISTO E CRITERIO DI DIRAMAZIONE	59
4.3.1. <i>Criterio della Massima Tensione Circonferenziale</i>	61
4.4. STUDIO DEL MECCANISMO DI ROTTURA PER PUNZONAMENTO	64
4.4.1. <i>Modello di verifica a punzonamento e perimetri di controllo</i>	65
4.4.2. <i>Verifiche a Punzonamento secondo l'Eurocodice 2</i>	69
4.5. DEFINIZIONE DELLA GEOMETRIA	73
4.5.1. <i>Geometria descritta dal CTPM</i>	73
4.5.2. <i>Geometria descritta dal CTP</i>	78
4.5.3. <i>Geometria definita sulla base dell'ultimo sopralluogo effettuato</i>	84
4.6. RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO NELL'AREA DI APOGGIO DEL PANCONI	90
4.6.1. <i>Certificati di Collaudo – Prove di Compressione del 1962</i>	90
4.6.2. <i>Prove Sclerometriche di ottobre e novembre 2013</i>	92
4.7. DEFINIZIONE DELL'AZIONE SOLLECITANTE	97
4.7.1. <i>Schemi di calcolo utilizzati e calcolo della Reazione</i>	97
4.7.2. <i>Stato tensionale agente sul supporto in calcestruzzo</i>	99
5. ANALISI DELLA ROTTURA DEL CALCESTRUZZO.....	101
5.1. MODELLO DI WESTERGAARD: STUDIO DELLA FRATTURA PER MODO II.....	101
5.1.1. <i>Implementazione della geometria</i>	102
5.1.2. <i>Verifica della propagazione</i>	107
5.2. STUDIO DELLA FRATTURA PER MODO MISTO E CRITERIO DI DIRAMAZIONE	109
5.2.1. <i>Implementazione e verifica del caso studio</i>	109
5.3. STUDIO DELLA FRATTURA PER PUNZONAMENTO	114
5.3.1. <i>Implementazione della Verifica a Punzonamento</i>	114

6. CONCLUSIONI.....	122
6.1. CIRCA LO STUDIO CON LA MECCANICA DELLA FRATTURA ELASTICA LINEARE.....	122
6.2. CIRCA LA DINAMICA DEL SINISTRO E LA CAUSA.....	123
6.3. CIRCA LA SICUREZZA IN CANTIERE, IL PROGETTO ED ULTERIORI CONSIDERAZIONI DI INTERESSE INGEGNERISTICO.....	124
<i>BIBLIOGRAFIA</i>	127
<i>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</i>	129
<i>INDICE DELLE FIGURE</i>	130
<i>INDICE DELLE TABELLE</i>.....	134

1. INTRODUZIONE E OBIETTIVI

1.1.Premessa

Il contesto che fa da quadro al presente lavoro di tesi è un infortunio mortale sul lavoro inerente ai fatti occorsi in Ostellato (FE), in data 22 febbraio 2013, quando il cedimento di un pancone metallico predisposto per i lavori di manutenzione dell'idrovia conca Valle Lepri (nel seguito per brevità, la conca) ha provocato un'onda anomala che ha investito gli operai al momento impiegati per lavori di manutenzione in una parte della conca che in precedenza era stata dragata per permettere i lavori di ristrutturazione del canale.

I lavori in esecuzione al momento dell'incidente erano relativi all'appalto "*Manutenzione Idrovia Ferrarese*" posto a base di gara dall'Agenzia Interregionale per il fiume Po (AIPO), autorevole Committenza idraulica nazionale che si occupa, tra le altre cose, della progettazione di importanti opere di difesa del suolo e di navigazione interna.

Oggetto del Capitolato Speciale di Appalto (CSA) erano i lavori di manutenzione delle conche di Valpigliaro e di Valle Lepri, nel comune di Ostellato in provincia di Ferrara, oltre alla fornitura delle opere provvisorie previste, nella fattispecie "panconi in acciaio" (come definiti nella relazione di Dimensionamento di massima del pancone provvisorio di Valle Lepri) atti alla messa in asciutto dell'area di lavoro e manutenzione.

Lo studio svolto ha interessato la tipologia di frattura del calcestruzzo – cui il pancone si appoggiava – nesso causale del collasso strutturale e dal quale è scaturito l'infortunio mortale per i due dipendenti della ditta appaltatrice dei lavori di manutenzione citati.

Il collasso in questione, come già confermato dalle opportune indagini, è avvenuto per rottura del calcestruzzo costituente la parete della conca e ha riguardato esclusivamente i supporti dei due bracci di appoggio inferiore ricavati nelle strutture esistenti della conca. Dall'analisi delle immagini fotografiche e dei filmati di sorveglianza (di cui i fotogrammi sono riportati negli Allegati), facenti parte degli atti processuali del Procedimento Penale; e sulla base delle condizioni delle strutture in acciaio e in calcestruzzo constatate durante i vari sopralluoghi, si è arrivati ad affermare che l'appoggio inferiore destro (guardando da monte verso valle) è stato il primo a cedere, con il conseguente collasso dello sbarramento.

Nel proseguo della trattazione si tornerà nello specifico sul cinematismo originatosi in seguito al cedimento.

1.2.Scopo della tesi

Il principale obiettivo di questa tesi è di analizzare e implementare dei modelli della Meccanica della Frattura particolarmente efficaci nello studio della propagazione delle fessure in materiali quasi-fragili come il calcestruzzo.

In letteratura sono presenti numerose teorie che permettono di studiare la propagazione della frattura all'interno di un materiale. L'impiego di una teoria rispetto ad un'altra dipende da molti fattori, tra i quali vi è il materiale costituente il corpo entro il quale la frattura si propaga. Nel caso in studio, l'approccio intrapreso per studiare il problema è lo studio della frattura nel supporto in calcestruzzo mediante la teoria della Meccanica della Frattura Elastica Lineare. Nello specifico, il modello che meglio si presta allo studio di problemi di propagazione della frattura in materiali quasi-fragili come il calcestruzzo è il Modello di Westergaard, anche detto Modello dei potenziali complessi, sul quale si basa la Teoria di Irwin degli anni '50. Questo fonde assieme sia l'aspetto tensionale che quello energetico riguardo il processo di formazione e dell'avanzamento dei difetti nei materiali.

Il carattere di originalità insito nel presente lavoro di tesi consiste nell'applicazione, ad un reale caso di collasso di strutture esistenti, di concetti e nozioni teoriche fondamentali della Meccanica della Frattura. Preliminarmente allo studio vero e proprio della propagazione secondo i metodi della Meccanica della Frattura, si è pertanto definita la reale geometria del problema, quella interessata dalla rottura; la resistenza del materiale coinvolto, il calcestruzzo; e le azioni effettivamente agenti al momento del collasso.

I dati salienti sono stati dedotti e analizzati criticamente dalla documentazione in atti disponibile e, con particolare riferimento ai punti in questione, dalla documentazione progettuale originaria della conca, documentazione risalente al periodo 1959-1962, nonché dai rilievi di sopralluogo e dalle misurazioni effettuate dal CTPM e dai CTP durante le operazioni peritali in sede di consulenza tecnica per il Procedimento.

Nel Capitolo 2 sarà fornita una panoramica generale sullo stato dell'arte, dei luoghi d'interesse e del Progetto posto a gara d'appalto. Verrà sviluppata una breve disamina su come si sarebbe dovuto agire con riferimento al tipo di intervento e all'implicazione delle strutture preesistenti. Saranno illustrate, infine, alcune considerazioni di interesse ingegneristico circa la gestione del cantiere in oggetto e la sicurezza in fase di progetto ed esecuzione, con specifico riferimento alle normative vigenti.

Nel Capitolo 3 sarà riassunta la dinamica del sinistro e verranno presentate alcune osservazioni circa la ricostruzione del cinematismo.

Nel Capitolo 4 si analizzeranno gli strumenti adottati nel presente lavoro di tesi. Oltre ad un'introduzione teorica sulla Meccanica della Frattura e i suoi metodi, si andrà a definire la geometria del problema, ovvero la reale geometria dell'area interessata dalla rottura, la resistenza del materiale coinvolto (calcestruzzo) e le azioni effettivamente agenti al momento del collasso. Si svolgerà inoltre una disamina riguardo il meccanismo di rottura per punzonamento, così come definito dai dettami della normativa vigente.

Nel Capitolo 5 sarà esposta l'analisi della rottura del calcestruzzo presentando quanto implementato circa i modelli della Meccanica della Frattura impiegati nel presente lavoro. Si eseguirà il confronto con i valori critici tensionali e la verifica della propagazione. Infine verrà implementata la teoria sul meccanismo di collasso per punzonamento con un modello proposto dall'Eurocodice e opportunamente adattato al caso in studio.

Infine, nel Capitolo 6 saranno presentate le conclusioni sui risultati ottenuti dallo studio con la Meccanica della Frattura Elastica Lineare e i limiti incontrati nel procedere con questo tipo di approccio; si riporteranno osservazioni circa la dinamica e la causa del sinistro, circa la sicurezza in cantiere e la conformità del Progetto con quanto realizzato.

Dalle ricostruzioni, le analisi e i calcoli effettuati il risultato più importante a cui si è giunti dimostra come il collasso sia sostanzialmente avvenuto a causa della propagazione fragile della fessura. Ciò avvalora, come si vedrà, la corretta applicazione del modello di meccanica della frattura elastica lineare che mette in evidenza la caratterizzazione fragile del collasso.

Si precisa che le considerazioni e le osservazioni qui riportate si basano sulle previste e opportune indagini effettuate in precedenza, in sede del Procedimento Penale, sul quale fonda le sue basi il presente lavoro di tesi.

Inoltre, durante la disamina, saranno volontariamente omessi i nominativi dei soggetti e degli Enti di interesse coinvolti nel Procedimento. Oltre che per motivi di privacy, questi non apportano alcun contributo significativo alla trattazione.

2. STATO DELL'ARTE

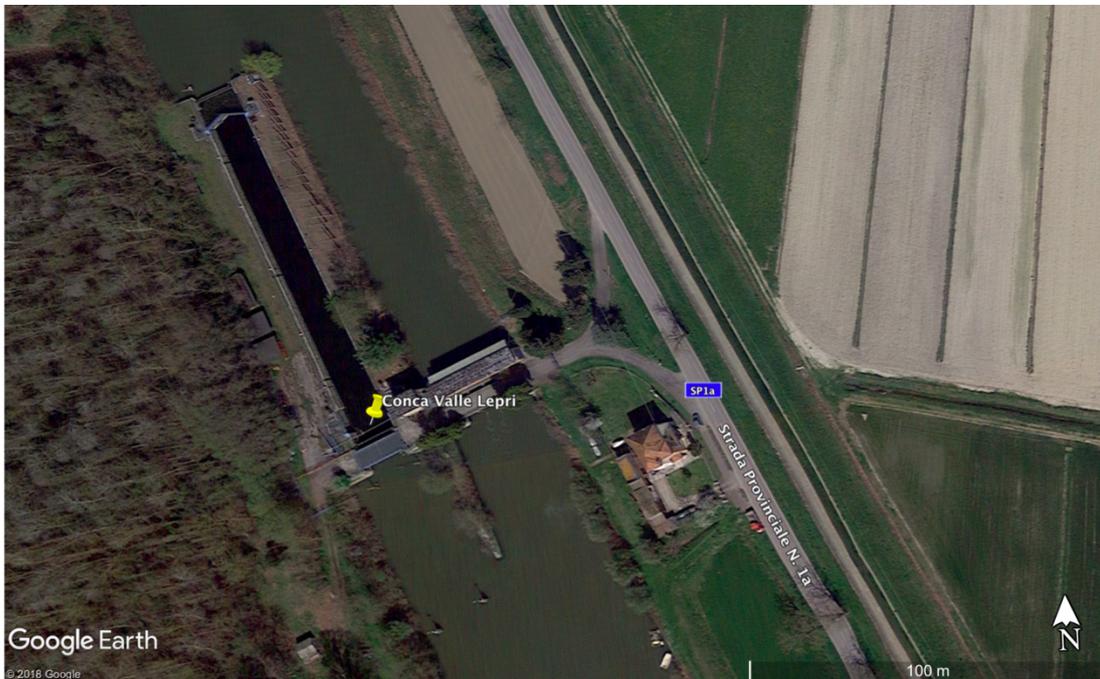


Figura 1: Conca di navigazione di Valle Lepri (Ferrara), fonte Google Earth®

Di interesse, nello specifico, è la conca di navigazione di Valle Lepri, mostrata in una panoramica in Figura 1, realizzata nel 1959 e per la quale il progettista dell'epoca non aveva previsto la possibilità di isolare, con opportune panconature, le porte vinciane di monte e di valle. Dunque, in caso di necessità di manutenzione ai meccanismi delle porte vinciane, l'unica possibilità di intervento è stata quella di operare come previsto nell'appalto in questione, ovvero con l'ausilio di panconi metallici per la messa in asciutto dell'area di lavoro e manutenzione. Le "porte vinciane", chiamate così perché ideate da Leonardo da Vinci, sono un sistema di chiuse ancorate a robusti pilastri a cuneo. Queste si aprono utilizzando la sola forza dell'acqua che, da un punto posto ad una maggiore altitudine, durante la bassa marea, scende verso il mare consentendone il deflusso, mentre, in caso di alta marea, la forza dell'acqua che sale fa sì che le porte si richiudano evitando così che l'acqua salata del mare risalga il corso dei canali interni e arrivi ai terreni circostanti.

Il pancone di acciaio posto a metà conca con la funzione di poter mettere a secco la "porta vinciana" di valle oggetto dei lavori di manutenzione, è stato fissato, con l'ausilio di subacqueo, nella struttura in calcestruzzo della conca, inferiormente, per mezzo di piedini di aggancio e, superiormente, mediante tiranti in acciaio, per assicurare la stabilità al ribaltamento e alla traslazione dell'opera. Dalla presa visione della relazione tecnica di calcolo del Progetto posto a base di gara, il pancone di acciaio è largo 12,22 m e alto 5,30 m.

Tali misure sono state riverificate durante il sopralluogo. Una visione del pancone inserito nella conca in posizione verticale nei giorni antecedenti al collasso è proposta in Figura 2.



Figura 2: Conca Valle Lepri con vista verso monte, in primo piano il pancone metallico provvisorio prima del collasso

La conca di Valle Lepri, all'altezza di posizionamento del pancone, presenta una larghezza di 12,30 metri e una profondità di 6,55 metri. Come asserito dal Progettista dell'intervento, in sede di "dimensionamento di massima" del pancone, a fronte della sua caratterizzazione come "opera provvisoria", quindi con vita nominale inferiore ai due anni, si è assunta un'altezza d'acqua di 5,00 m, tuttavia il pancone viene terminato a quota 5,30 come misura di sicurezza.

Prima di procedere con la trattazione, si ritiene utile riportare un elenco degli acronimi e abbreviazioni impiegati nella presente tesi:

- CME Computo Metrico Estimativo;
- CSA Capitolato Speciale d'Appalto;
- CSE: Coordinatore della Sicurezza in fase di Esecuzione;
- CSP: Coordinatore della Sicurezza in fase di Progetto;
- CTP Consulente Tecnico di Parte;
- CTPM: Consulente Tecnico del PM;

-
- DL: Direttore dei Lavori o Direzione Lavori;
 - POS: Piano Operativo di Sicurezza;
 - PSC: Piano di Sicurezza e Coordinamento;
 - RUP: Responsabile Unico del Procedimento.

2.1. Progetto Esecutivo e cenni al CSA

Al fine di comprendere l'ambito dell'appalto in cui si sono realizzati i lavori e le opere qui di interesse, a seguire si riporta una breve disamina del Progetto redatto e della conformità di quanto realizzato con riferimento alla documentazione tecnica acquisita ed esaminata.

L'appalto soggetto a procedura di bando e aggiudicazione, costituito dal lavoro di manutenzione delle conche di Valpagliaro e Valle Lepri, oltre la fornitura delle opere provvisorie necessarie già citate, era stato progettato sino al livello esecutivo per quanto riguarda l'attività vera e propria di manutenzione, mentre il progetto delle opere provvisorie era stato redatto solo sino ad un livello definibile "di massima", seguendo quanto indicato nell'art. 33 del D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207 (Regolamento d'esecuzione del Codice dei contratti), come verrà chiarito meglio in seguito. Il Progetto descritto era stato approvato dalla stazione appaltante tramite regolare Determina con la quale si indicava, tra le altre cose, di procedere all'affidamento dei lavori sopra descritti.

La documentazione esaminata consta di quella presente in atti ed è di seguito elencata:

- relazione illustrativa e tecnica (a firma del Progettista);
- documentazione fotografica;
- CME (in cui è indicato il RUP);
- quadro economico (a firma del Progettista);
- cronoprogramma;
- corografia;
- planimetria e sezioni (a firma del Progettista e in cui è indicato il RUP);
- CSA (a firma del DL e in cui è indicato il RUP);
- piano di sicurezza (a firma del CSE e CSP e in cui sono indicati Progettista e RUP);
- schema di contratto (a firma del Progettista e in cui è indicato il RUP).

La citata Relazione tecnica e l'elenco allegati (planimetrie e sezioni) formano parte integrante del Progetto e risultano essere stati validati con atto di validazione della stazione appaltante a firma del Responsabile Unico del Procedimento (RUP). La procedura risulta quindi avviata con lettera di invito emessa dalla stazione appaltante.

In esito alla procedura di gara, la stazione appaltante procedeva all'approvazione dell'apposita determina con la quale si determinava l'aggiudicazione definitiva all'Impresa appaltatrice.

I lavori oggetto dell'appalto denominato "MANUTENZIONE IDROVIA FERRARESE - Manutenzione conche di Valle Lepri e Valpagliaro", come da Capitolato Speciale d'Appalto (art. 4) consistevano in numerose attività e con specifico riferimento al tema in oggetto, di:

- Costruzione fuori opera di n° 3 panconi provvisionali in acciaio da inserire nelle gargamature (guide in profilato d'acciaio);
- Costruzione fuori opera di n° 1 pancone provvisionale in acciaio da mettere in opera entro la vasca della conca;
- Costruzione fuori opera di n° 1 trave pescatrice in acciaio;
- Trasporto e messa in opera dei panconi provvisionali previo trasporto in cantiere della trave pescatrice;
- Messa in opera dei panconcelli, oggi a bordo conca, per la messa a secco di parte della conca e di parte degli acquedotti;
- Asportazione delle porte vinciane dalla loro attuale sede e posa in posizione di manutenzione a bordo conca;
- Ripristino delle tenute degli acquedotti della conca mediante pulizia delle gargamature di fondo e loro ricostruzione mediante posa di profilati metallici;
- Sostituzione delle guarnizioni e dei pezzi usurati delle porte vinciane con verifica dell'assialità dei vari componenti;
- omissis;
- Cambio guarnizioni e verniciatura dei panconi di Valpagliaro.

Ancora il CSA, al successivo Art. 7 *Documenti facenti parte del contratto*, indica che formano parte integrante del Contratto:

a) D.P.R. 5 Ottobre 2010, n. 207: Regolamento di attuazione del D.Lgs. 163/06 recante "Codice dei contratti pubblici relativo a lavori, servizi e forniture in attuazione delle Direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE";

b) lo stesso Capitolato Speciale d'Appalto comprensivo dell'elenco descrittivo delle lavorazioni richieste /declaratorie elenco prezzi;

c) gli elaborati progettuali di seguito indicati:

- relazione generale, relazione tecnica, relazione di calcolo;
- elaborati grafici (n° 14 tavole);
- i piani di sicurezza previsti dall'art. 131) del D.Lgs. 163/2006 e s.m.i.;
- il piano di manutenzione delle opere;

-
- d) il cronoprogramma e/o il programma esecutivo dei lavori di cui al successivo art. 16);
e) l'offerta dell'Impresa.

Sulla base della documentazione sopra indicata ed esaminata ai fini del lavoro di tesi, risulta che il Progetto a base di gara fosse un Progetto esecutivo e come nello schema di contratto non fosse richiesta esplicitamente all'Impresa la progettazione costruttiva del pancone metallico. Tuttavia, il CSA all'articolo 38 indica che *“Tutte le opere provvisionali, varianti, modifiche ed aggiunte, rinforzi, predisposizioni anche dal punto di vista logistico quali adeguamento delle aree di cantiere od altro che si rendesse necessario per il montaggio delle strutture sono a carico dell'Appaltatore sia dal punto di vista progettuale che esecutivo”*.

In particolare, il pancone viene sempre definito come opera provvisoria (funzionale solo alle operazioni di svuotamento) e in conseguenza di ciò la sua vita nominale viene assunta dal Progettista inferiore a 2 anni ai sensi delle NTC all'epoca vigenti, come riportato nella relazione di dimensionamento di massima. Con riferimento ai citati regolamenti previsti dal CSA, in particolare il DPR 207/2010, all'articolo 33. *Documenti componenti il Progetto esecutivo*, indica che

“1. Il Progetto esecutivo costituisce l'ingegnerizzazione di tutte le lavorazioni e, pertanto, definisce compiutamente ed in ogni particolare architettonico, strutturale ed impiantistico l'intervento da realizzare. Restano esclusi soltanto i piani operativi di cantiere, i piani di approvvigionamenti, nonché i calcoli e i grafici relativi alle opere provvisionali. Il Progetto è redatto nel pieno rispetto del Progetto definitivo nonché delle prescrizioni dettate nei titoli abilitativi o in sede di accertamento di conformità urbanistica, o di conferenza di servizi o di pronuncia di compatibilità ambientale, ove previste. Il Progetto esecutivo è composto dai seguenti documenti, salva diversa motivata determinazione del responsabile del Procedimento ai sensi dell'articolo 15, comma 3, anche con riferimento alla loro articolazione:

- a) relazione generale;*
- b) relazioni specialistiche;*
- c) elaborati grafici comprensivi anche di quelli delle strutture, degli impianti e di ripristino e miglioramento ambientale;*
- d) calcoli esecutivi delle strutture e degli impianti;*
- e) piano di manutenzione dell'opera e delle sue parti;*
- f) piano di sicurezza e di coordinamento di cui all'articolo 100 del decreto legislativo 9 aprile 2008, n. 81, e quadro di incidenza della manodopera;*
- g) computo metrico estimativo e quadro economico;*
- h) cronoprogramma;*
- i) elenco dei prezzi unitari e eventuali analisi;*

l) schema di contratto e capitolato speciale di appalto;

m) piano particellare di esproprio”.

Tale disposizione è confermata anche dalla circolare esplicativa del D.M. 14/01/2008, n. 617 (NTC 2008) che esclude esplicitamente dal proprio ambito di applicazione “*i piani operativi di cantiere, i piani di approvvigionamento, nonché i calcoli e i grafici relativi alle opere provvisionali...*”.

Se ne deduce pertanto che, definita l’opera come provvisoria, la stessa avrebbe dovuto essere progettata a livello costruttivo dall’Impresa esecutrice dei lavori.

Che l’opera sia effettivamente e in concreto, o meno, provvisoria non rileva ai fini dell’evento, poiché come tale è definita nel Progetto posto a base di gara. Peraltro, non risulta siano state mosse contestazioni circa la definizione di “provvisorialità”.

Quanto detto non esime tuttavia il Progettista, nella sua qualità di DL, dal non aver richiesto all’Impresa la produzione del Progetto costruttivo, nella redazione del quale ci si sarebbe dovuti interrogare circa il vincolo tra la nuova struttura provvisoria in Progetto e l’esistente (oggetto di “dimenticanza” in sede di Progetto di massima). Infatti i soggetti in questione, Impresa, Progettista e DL (dove nei due ultimi casi le figure sono coincidenti), hanno ommesso la verifica della tenuta statica del calcestruzzo del vincolo della struttura in nuova realizzazione in appoggio su quella esistente e tale omissione è stata la causa del sinistro, come meglio ancora precisato al successivo Capitolo 3 specifico circa la dinamica e il cinematisimo.

2.1.1. Esame del Progetto e di quanto realizzato

Come già indicato, il Progetto nel suo complesso viene definito dalla stessa stazione appaltante quale Progetto esecutivo. Tuttavia, la relazione relativa al pancone coinvolto nel crollo indica come lo stesso sia frutto di un dimensionamento di massima.

La trattazione che segue è relativa alla disamina del Progetto originario posto a base di gara, del quale si riporta uno stralcio in Figura 3; e di quanto realizzato in concreto ad opera dell’Impresa. Tenuto conto che, come sarà meglio precisato nel seguito, la struttura metallica del pancone non ha subito collassi e o cedimenti, si evidenziano le differenze tra il progettato e il realizzato di rilievo ai fini di studio.

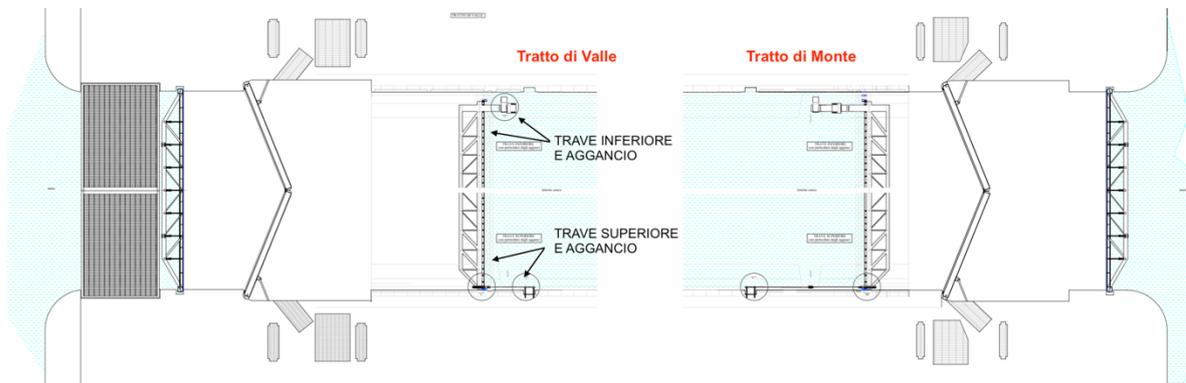


Figura 3: Da elaborato grafico di Progetto: vista in pianta della conca

Con riferimento unicamente al pancone provvisorio, la soluzione in Progetto prevede la configurazione descritta di seguito.

Il manufatto metallico è costituito da uno scudo impermeabile che consiste in un mantello in lamiera d'acciaio di spessore 4 mm, poggiante su travi tubolari di tipo reticolare "Mohnier" disposte sul piano verticale longitudinale, le quali scaricano il peso su due travi intermedie trasversali alla conca. Queste, poste a distanza dal fondo di 3,63 e 0,63 m e con una lunghezza pari a 12,30 e 11,65 m rispettivamente per la trave superiore (in Figura 4) e per quella inferiore (in Figura 5), sono vincolate l'una all'imbocco degli acquedotti di fondo nella conca in calcestruzzo e l'altra al vano delle scalette mediante tiranti e appoggi.

Per quanto concerne la verifica a traslazione, a fronte della geometria dei vincoli summenzionati e come affermato nel dimensionamento di massima, il pancone è impossibilitato al cinematismo di traslazione sotto l'azione del carico, proprio perché sostenuto dalle travi orizzontali che, a loro volta, scaricano lo sforzo sulla struttura laterale in calcestruzzo della conca, come si può osservare dai prospetti in Figura 6 e Figura 7. Sempre dal dimensionamento di massima, gli appoggi laterali sono posti in essere (come da sezione verticale in Figura 7), per la trave superiore, attraverso un tronco di trave incastrato nel vano scalette e di dimensioni 70 x 28 cm mentre il tirante di connessione con il pancone è realizzato mediante un ferro piatto da 250 x 10 mm (inclinato poi in sede di realizzazione per consentire le operazioni di assemblaggio in modo più agevole, come si mostra nello stralcio in Figura 8); per la trave inferiore, vincolata alla sagomatura della vasca all'altezza dell'incrocio con gli acquedotti, il vincolo è concretizzato per mezzo di bracci (o piedini) saldamente fissati alla trave orizzontale di fondo.

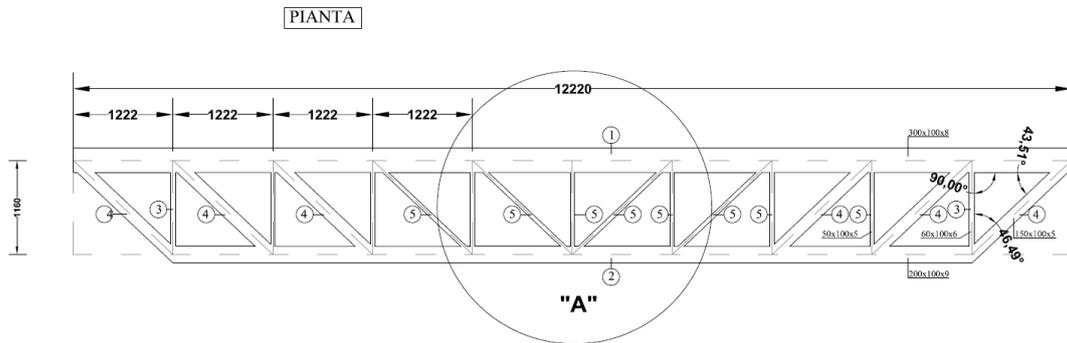


Figura 4: Da elaborato grafico di Progetto: particolare della trave trasversale superiore

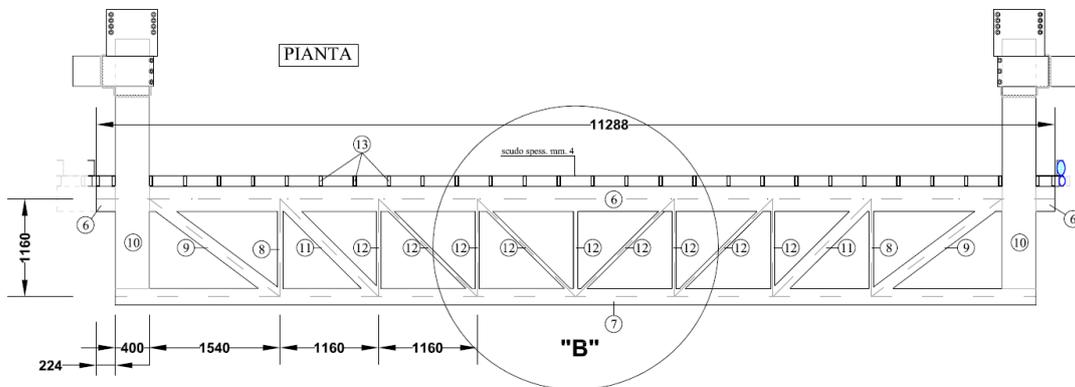


Figura 5: Da elaborato grafico di Progetto: particolare della trave trasversale inferiore

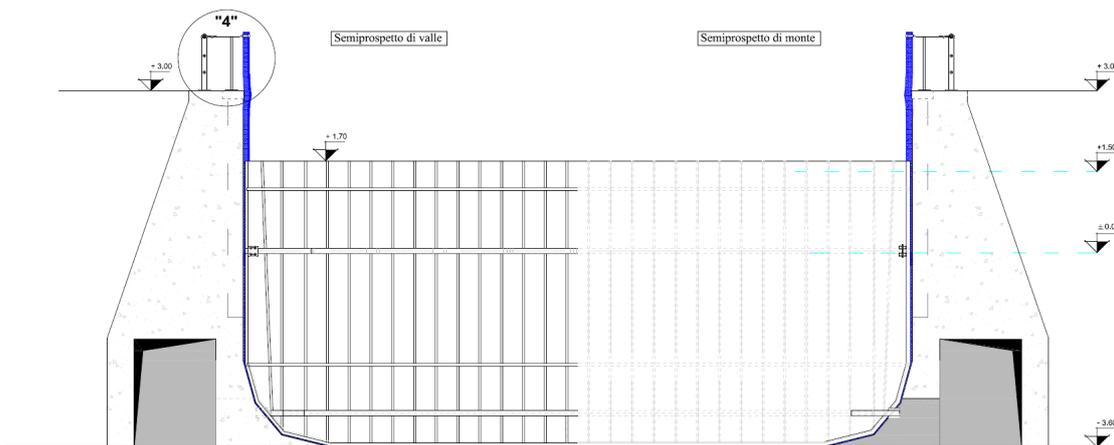


Figura 6: Da elaborato grafico di Progetto: semi-prospetto di valle e di monte

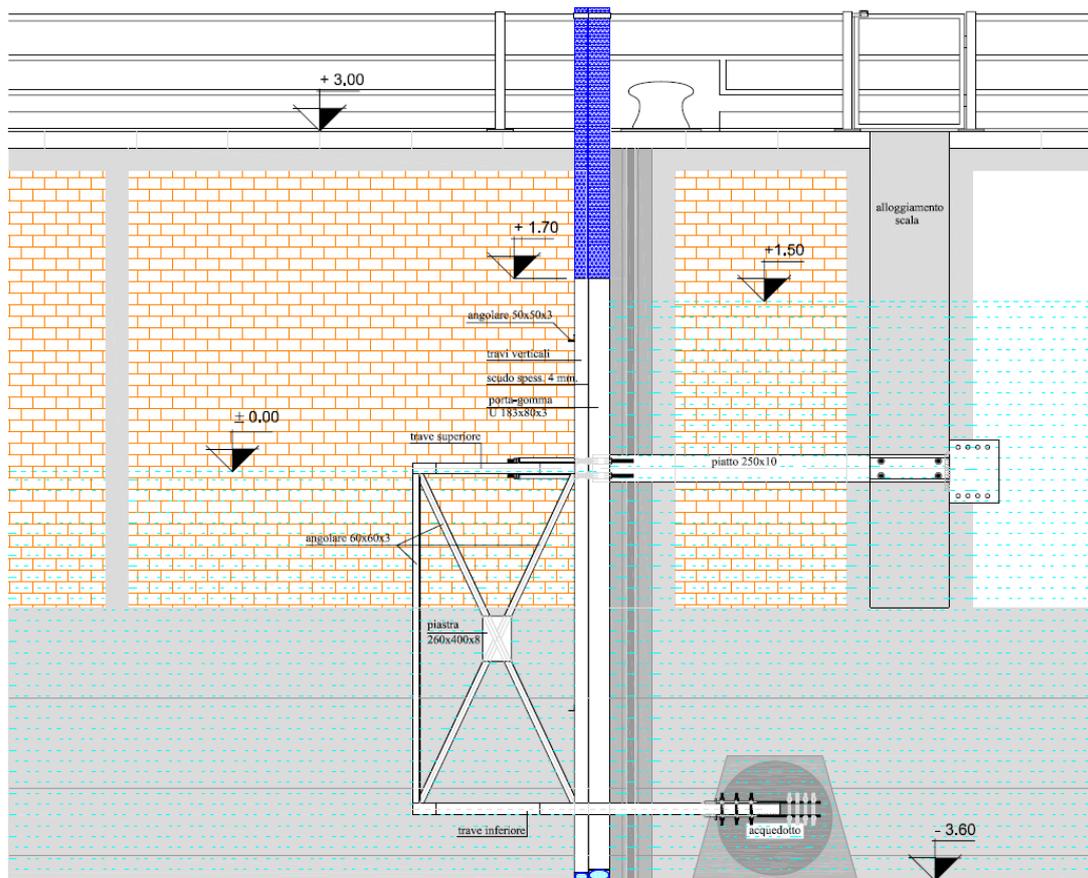


Figura 7: Da elaborato grafico di Progetto: sezione verticale longitudinale

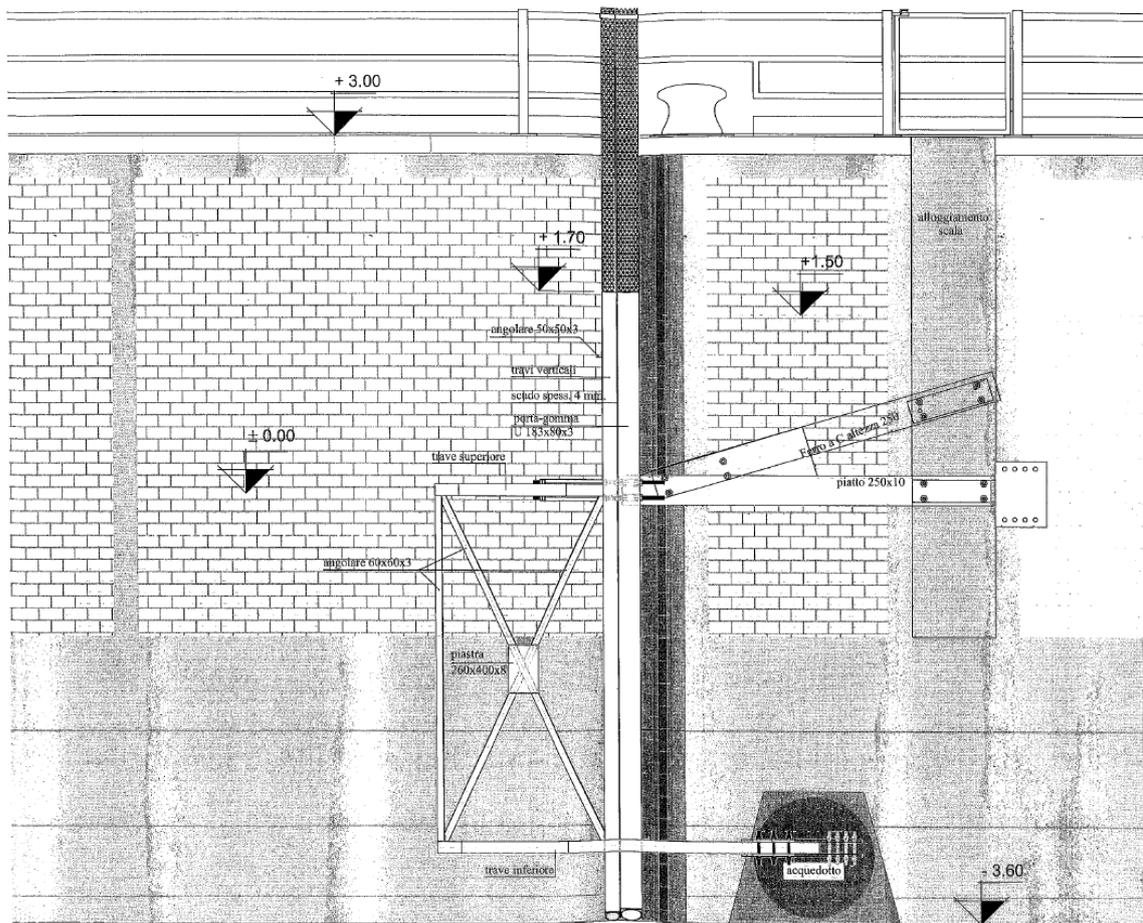


Figura 8: Da elaborato grafico di Progetto (variante in corso d'opera): sezione verticale longitudinale

Dall'esame della documentazione acquisita agli atti, risulta che il Progetto esecutivo della struttura aveva subito in corso d'opera alcune varianti le quali, anche se non propriamente definibili come tali ai sensi della Normativa vigente all'epoca dell'accaduto – come sarà meglio precisato nel seguito – erano determinate da alcuni fattori quali ad esempio la difficoltà di assemblaggio in sito, da parte della carpenteria, secondo lo schema di montaggio previsto nel progetto originario. La relazione di “variante” riporta inizialmente la verifica delle parti componenti la flangiatura di attacco della trave inferiore; in seguito si tratta della variazione della posizione dei tiranti superiori (di collegamento della trave superiore con la parete della conca), consistente nello spostamento verso l'alto del fissaggio alla superficie laterale della conca alla quota necessaria per eseguire la lavorazione. Ciò a causa del mancato abbassamento del livello dell'acqua come registrato nel giornale dei lavori. In Figura 8 è mostrato il profilo inclinato di variante dei tiranti superiori.

In concreto e come già anticipato, quanto realizzato dall'Impresa non rispecchia fedelmente il progetto di cui sopra; in particolare sono state apportate le seguenti modifiche formalizzate:

-
- inclinazione dei tiranti superiori per innalzare il punto di ancoraggio degli stessi;
 - realizzazione di flangia nell'attacco inferiore (non incidente sull'area di contatto con il calcestruzzo).

Oltre a ciò, vi sono ulteriori modifiche al progetto originario non formalizzate, quali:

- introduzione di unico tubolare di guarnizione perimetrale al pancone in luogo dei due previsti (a discrezione dell'Impresa);
- raddoppio del profilo tubolare costituente l'appoggio inferiore del pancone alla parete di calcestruzzo (rilevata in cantiere).
- apposizione di contrappesi in calcestruzzo sul traliccio lato valle del pancone, sotto consiglio della DL e come specificato nel Giornale dei lavori.

Si precisa che, per le modalità di collasso, le modifiche apportate in sede di realizzazione e messa in opera hanno effettivamente alterato la sollecitazione agente al momento del sinistro, considerando in particolare l'insorgere di una componente di carico verticale (rivolta verso l'alto) dovuta all'inclinazione del tirante superiore; fatto salvo per la probabile mancata apposizione dei sacchi di sabbia descritti nel Capitolato Speciale d'Appalto. Dalla documentazione tecnica esaminata e dai sopralluoghi effettuati si è riscontrata infatti la probabile assenza dei sacchetti di sabbia, previsti in CSA, in corrispondenza del vincolo inferiore e atti a massimizzare l'area di contatto tra i piedini e il calcestruzzo. Ciò anche in virtù della valutazione del cinematicismo studiato e per le conclusioni di cui al successivo Paragrafo 3.1.

Per una prima e sommaria definizione della superficie di contatto fra il pancone metallico e la conca in calcestruzzo è possibile prendere in considerazione due differenti situazioni per le quali il discriminante consiste nella presenza o meno del sacchetto di sabbia previsto nel CSA. Sul punto si segnala come, essendo probabilmente nota la difficile configurazione geometrica dell'area di calcestruzzo in contatto con il pancone, nel CSA all'art. 38, Paragrafo A, punto d, era descritta la modalità di posa del pancone con la seguente considerazione al comma 2: *“Posa del pancone in acciaio da inserire a metà conca per la messa a secco della porta vinciana di valle provvedendo a sistemare, nei piedini di aggancio della trave inferiore, dei sacchetti a sabbia di limitato spessore e grossa resistenza allo strappo e al taglio.”*

La prima configurazione, mostrata in Figura 9, è riferita allo stato in luogo, ovvero alle reali condizioni di carico, senza interposizione del sacchetto di sabbia.



Figura 9: Ricostruzione della superficie di appoggio nella condizione reale di carico, senza la presenza dei sacchetti di sabbia

Nella seconda configurazione invece si tiene in conto la condizione di carico così come prevista dal CSA, con l'interposizione dei sacchetti di sabbia di spessore 5 cm. Questi avrebbero avuto la funzione di ripartire il carico agente su una superficie di calcestruzzo maggiore, riducendo quindi le tensioni agenti su di esso. Ciò anche in considerazione del fatto che, come verrà illustrato più nel dettaglio al Capitolo 3 che segue, la superficie in calcestruzzo di contatto con il vincolo metallico nella parete di imbocco dell'acquedotto non è perfettamente ortogonale alla parete verticale della conca.

L'area risultante, come mostrato in Figura 10, è circa pari al doppio rispetto alla condizione analizzata prima.



Figura 10: Ricostruzione della superficie di appoggio nella condizione prevista da CSA con la presenza dei sacchetti di sabbia per una migliore ripartizione del carico

Peraltro, ai sensi delle norme all'epoca vigenti, si precisa come le modifiche apportate in corso d'opera al progetto iniziale non costituiscono una Perizia di Variante ai sensi dell'art. 132 del D.Lgs. 163/06. Questo infatti prevede che:

“3. Non sono considerati varianti ai sensi del comma 1 gli interventi disposti dal Direttore dei Lavori per risolvere aspetti di dettaglio, che siano contenuti entro un importo non superiore al 10% per i lavori di recupero, ristrutturazione, manutenzione e restauro e al 5% per tutti gli altri lavori delle categorie di lavoro dell'appalto e che non comportino un aumento dell'importo del contratto stipulato per la realizzazione dell'opera. ...”.

Le modifiche apportate appaiono congrue con le difficoltà operative legate alla cantierizzazione e rivestono il carattere di formazione di un “progetto costruttivo” benché non correttamente formalizzato. Peraltro, le modifiche effettuate sono relative esclusivamente all'opera provvisoria, la cui progettazione avrebbe dovuto essere curata dall'Impresa realizzatrice.

La mancata formalizzazione di un vero Progetto costruttivo, né da parte dell'Impresa, né su richiesta del DL (che in virtù del pregresso incarico da Progettista era a conoscenza del fatto che il dimensionamento da egli stesso effettuato fosse di massima) ha comportato che non venisse mai affrontata la tematica della resistenza del calcestruzzo nel vincolo inferiore che, si ribadisce, non era stata affrontata né segnalata pur rappresentando un'evidente criticità dovuta anche alla mancata conoscenza dell'effettiva condizione della parete in calcestruzzo della conca.

In nessun momento progettuale e/o esecutivo, eccezion fatta per la prescrizione di CSA circa l'apposizione di sacchetti di sabbia, né il progettista, né il DL, né l'Impresa hanno preso in considerazione il tema del vincolo inferiore, nonostante la vetustà del conglomerato cementizio, in esercizio sotto condizioni umide e di presenza salina da oltre 50 anni.

2.2. Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza

A seguire, a fronte di fornire delle indicazioni su come si sarebbe dovuto operare, verranno esposte alcune osservazioni di interesse ingegneristico circa i livelli di conoscenza e i fattori di confidenza, con riferimento all'implicazione delle strutture preesistenti ed il contesto di esercizio.

Si è visto come, in relazione alla conformità del Progetto con quanto realizzatosi, né in sede di sviluppo del cosiddetto dimensionamento di massima del pancone provvisoria, né in sede di messa in opera dello stesso, il Progettista e la DL (nel caso le figure coincidono) non abbiano appurato la reale geometria dell'area di contatto interessata dalla zona di appoggio dei piedini, né le caratteristiche del materiale circostante.

La relazione di calcolo è stata unicamente finalizzata al dimensionamento del pancone metallico stesso e non sono stati curati i dettagli di vincolo alla struttura preesistente nel punto specifico, omissione che è all'origine della causa dell'incidente. Sul punto si tornerà nel Capitolo 3 che segue, specifico della dinamica del sinistro. Anche in fase di esecuzione dell'opera, non risulta siano state effettuate, a cura della DL o dell'Impresa, verifiche circa la geometria della zona di appoggio.

Delle strutture esistenti si occupano il capitolo 8 delle NTC 2008, il capitolo C8 della Circolare n. 617/09 e l'allegato A della stessa Circolare esplicativa del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. L'aspetto fondamentale è senza dubbio l'introduzione del concetto di Livello di Conoscenza il quale definisce le procedure per il rilievo geometrico-strutturale, per i dettagli costruttivi, per la caratterizzazione meccanica dei materiali, per il metodo di analisi da utilizzare. Nelle costruzioni esistenti si devono infatti tenere in conto i seguenti punti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- vi possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Come illustrato al capitolo 8 della Circolare esplicativa n. 617 del 2009, la conoscenza della costruzione oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di un adeguata analisi e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento in funzione dell'accuratezza, delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali. Maggiore è il livello di conoscenza (LC) della costruzione, minore sarà il corrispondente fattore di confidenza (FC).

Il fattore di confidenza FC è un ulteriore coefficiente di sicurezza parziale (oltre a quello proprio del materiale) che tiene conto di varie ed eventuali carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

$$f_d = \frac{f_M}{FC \gamma_M}$$

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono 3 livelli di conoscenza: LC1-conoscenza limitata, LC2-conoscenza adeguata, LC3-conoscenza accurata; come viene schematizzato nella Circolare n.617/09 in Tabella C8A.1.2 riportata in Figura 11

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Figura 11: Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile, conseguenti metodi di analisi ammessi e relativi valori dei fattori di confidenza

Si può osservare, come già detto, che all'aumentare del livello di conoscenza i fattori di confidenza presentano valori più bassi in quanto le incertezze in gioco sono inferiori. Tanto più si conosce la struttura, tanto più sono note e certe le caratteristiche meccaniche dei materiali.

I principali aspetti caratterizzanti l'importanza dell'opera in esame, dai quali dipende la conoscenza del manufatto e che permettono di identificare il livello di conoscenza, sono i seguenti:

- Geometria;
- Dettagli costruttivi;
- Proprietà dei materiali.

La geometria è la minima informazione che è necessario ottenere per definire il livello di conoscenza. A fronte di ciò si richiedono operazioni quali il rilievo geometrico, la definizione dei carichi gravanti, la definizione del quadro fessurativo e di quello deformativo, l'individuazione degli elementi costituenti l'organismo resistente. L'analisi della geometria è di tipo visivo e può essere supportata da tecnologie come il laser scanner, l'indagine termografica e il georadar.

I dettagli costruttivi determinano il comportamento locale della struttura e l'attivazione dei meccanismi localizzati. La loro indagine si lega al fatto per cui la resistenza di una struttura sia dovuta non tanto alla qualità del materiale, piuttosto proprio alla presenza di dettagli costruttivi. Quelli da esaminare sono, ad esempio, i collegamenti tra elementi verticali e

orizzontali, la presenza di elementi strutturali spingenti o ad alta vulnerabilità, ecc. A seconda del livello di dettaglio a cui è spinta l'analisi, si distinguono più verifiche.

- Verifiche in situ limitate: sono di tipo visivo, con rilievi a campione e fortemente basate sull'esperienza.
- Verifiche in situ estese ed esaustive: sono sempre basate su rilievi di tipo visivo ma con indagini non a campione, bensì applicate in tutta la struttura.

Lo studio delle proprietà dei materiali è volto alla valutazione della sicurezza in termini globali, ovvero nei confronti dei meccanismi d'insieme. Si procede esaminando il rispetto o meno della "regola d'arte" e la qualità delle materie prime utilizzate, mediante prove sperimentali e prelievi in situ. Come le verifiche per i dettagli costruttivi, anche le indagini sui materiali si distinguono in più tipologie.

- Indagini in situ limitate: basate sostanzialmente su esami visivi in zone localizzate. Sono fortemente influenzate dalla documentazione e dall'esperienza.
- Indagini in situ estese: prevedono esami visivi sistematici e in aggiunta una prova diretta (o distruttiva).
- Indagini in situ esaustive: nelle quali le verifiche prevedono sia indagini visive che almeno 3 prove distruttive. Esse servono per ottenere informazioni quantitative sulle proprietà meccaniche dei materiali in aggiunta alle verifiche visive.

Dai risultati delle rispettive prove e verifiche è possibile estrapolare, come da Figura 11, l'opportuno livello di conoscenza e da qui il relativo fattore di confidenza. Questo può essere visto come un coefficiente correttivo mediante il quale si tiene conto di quanto si conosce riguardo la struttura e sui materiali.

Nel caso in specie, risulta agli atti come non si sia provveduto ad accertare le condizioni geometriche e di resistenza meccanica del calcestruzzo delle pareti della conca sulle quali si sarebbe dovuto realizzare il vincolo del pancone; caratteristiche e proprietà note esclusivamente sulla base della documentazione originaria del progetto del 1959 della conca e dalle relative prove dei materiali effettuate in sede di collaudo; né come, in assenza di specifiche indagini e/o approfondimento di tale conoscenza, si siano adottate misure cautelative a riguardo.

La relazione di calcolo è stata unicamente finalizzata al dimensionamento del pancone metallico stesso e non sono stati curati i dettagli di vincolo alla struttura preesistente nel punto specifico, omissione che è all'origine della causa dell'incidente, come sarà meglio chiarito nel seguito della disamina.

Si osserva pertanto che, trattandosi di intervento su struttura preesistente, il progettista avrebbe potuto, in assenza di specifiche indagini, usare le cautele necessarie al fine di garantire i margini di sicurezza opportuni, in accordo con quanto previsto per l'analisi di opere esistenti, coerentemente con le NTC 2008 vigenti all'epoca. Egli avrebbe perciò potuto ricorrere alla valutazione del livello di conoscenza per l'opera esistente cui la struttura

metallica sarebbe stata vincolata e il conseguente fattore di confidenza da applicare alla resistenza del materiale, addivenendo così a valori cautelativi e conservativi.

Nella relazione di dimensionamento, sempre con riferimento al vincolo in questione, tuttavia non è considerata in alcun modo la struttura preesistente, né le sue caratteristiche geometriche, peculiari e di resistenza, né infine il possibile degrado della stessa data l'epoca e il contesto di esercizio.

2.3. Gestione del Cantiere e Sicurezza in fase di progetto ed esecuzione

Si vuole a questo punto affrontare una breve disamina sulla sicurezza in fase di progetto ed esecuzione, in particolare con riferimento alle varie ed eventuali difformità riguardo il ruolo delle figure di responsabilità di CSP e CSE. Si segnala comunque come gli aspetti di sicurezza dibattuti in sede di Procedimento Penale abbiano riguardato anche i punti di vista relativi alla circostanza che l'ambiente di lavoro fosse o meno confinato. Tale trattazione esula tuttavia dallo scopo del presente lavoro di tesi.

Preliminarmente, si vanno a definire i ruoli di responsabilità relativi alle figure di CSP e CSE e del DL ai sensi delle norme all'epoca vigenti.

Il Testo Unico sulla Salute e Sicurezza sul Lavoro D.Lgs. 81 del 2008, al titolo IV specifico dei Cantieri Temporanei o Mobili, definisce quanto segue riguardo agli obblighi in capo al Coordinatore per la sicurezza durante la progettazione (Articolo 91):

“1. Durante la progettazione dell'opera e comunque prima della richiesta di presentazione delle offerte, il coordinatore per la progettazione:

- a) redige il piano di sicurezza e di coordinamento di cui all'art. 100, comma 1 [...];*
- b) predispose un fascicolo adattato alle caratteristiche dell'opera [...] contenente le informazioni utili ai fini della prevenzione e della protezione dai rischi cui sono esposti i lavoratori [...];*
- b-bis) coordina l'applicazione delle disposizioni di cui all'art. 90, comma 1”.*

Circa gli obblighi del Coordinatore per la sicurezza durante l'esecuzione dei lavori (Articolo 92), il Testo Unico prescrive:

“1. Durante la realizzazione dell'opera, il coordinatore per l'esecuzione dei lavori:

- a) verifica, con opportune azioni di coordinamento e controllo, l'applicazione, da parte delle imprese esecutrici e dei lavoratori autonomi, delle disposizioni loro pertinenti contenute nel piano di sicurezza e di coordinamento [...];*
- b) verifica l'idoneità del piano operativo di sicurezza, da considerare come piano completamente di dettaglio del piano di sicurezza e coordinamento [...], valutando le proposte delle imprese esecutrici dirette a migliorare la sicurezza in cantiere, verifica che le imprese esecutrici adeguino, se necessario, i rispettivi piani operativi di sicurezza;*
- c) organizza tra i datori di lavoro [...] la cooperazione ed il coordinamento delle attività nonché la loro reciproca informazione;*

d) *omissis...*

e) *segnala al committente o al responsabile dei lavori, previa contestazione scritta alle imprese e ai lavoratori autonomi interessati, le inosservanze alle disposizioni degli articoli 94, 95, 96 e 97, comma 1, e alle prescrizioni del piano di cui all'articolo 100 [...];*

f) *sospende, in caso di pericolo grave e imminente, direttamente riscontrato, le singole lavorazioni fino alla verifica degli avvenuti adeguamenti effettuati dalle imprese interessate;*

[...]”.

Al Direttore dei Lavori spettano i compiti di cui all'art. 148 del DPR 5 ottobre 2010, n. 207, oggi abrogato ma allora vigente, il quale recita:

“1. Il direttore dei lavori cura che i lavori cui è preposto siano eseguiti a regola d'arte ed in conformità del progetto e del contratto.

2. Il direttore dei lavori ha la responsabilità del coordinamento e della supervisione dell'attività di tutto l'ufficio di direzione dei lavori, ed interloquisce in via esclusiva con l'esecutore in merito agli aspetti tecnici ed economici del contratto.

Ecc...(omissis)”.

Le definizioni maggiormente pertinenti circa lo spazio confinato sono quelle contenute nel Testo Unico sulla Salute e Sicurezza sul Lavoro D.Lgs. 81 del 2008 e in particolare di cui al punto 3 dell'all. IV, relativo alle vasche, canalizzazioni, tubazioni, serbatoi, recipienti e silos.

L'ambiente di lavoro in questione è certamente una canalizzazione, definizione che, tuttavia, non implica necessariamente che l'ambiente sia di tipo confinato. Infatti, l'attenta lettura della suddetta norma evidenzia come un ambiente sia confinato in relazione allo scenario di rischio che si può instaurare, dovendo quindi prevedere le modalità di accesso e uscita dai luoghi nel caso di concretizzazione del rischio stesso, e le necessarie azioni e disposizioni in merito.

Lo spazio in questione, a cielo aperto, di ampie dimensioni, senza presenza di gas o sostanze tossiche o inquinanti, non presenta le caratteristiche dello spazio confinato. Inoltre, pur volendo considerare le relative difficoltà di accesso e uscita, si ritiene ragionevolmente che l'ambiente in esame non si potesse considerare quale ambiente confinato, poiché lo sarebbe stato solo alla luce di un rischio che non era stato valutato e ragionevolmente non avrebbe dovuto esserlo. Ovvero, la relativa difficoltà di accesso e uscita dall'area di lavoro sarebbe da studiarsi in relazione allo scenario di rischio in considerazione: la causazione di un evento istantaneo e improvviso, quale quello effettivamente verificatosi, con la creazione di una “onda anomala”, che ha comportato l'annegamento e probabilmente traumi per l'urto dei lavoratori coinvolti. È quindi la causazione di uno scenario di collasso istantaneo che provoca la difficoltà di accesso e/o uscita dall'ambiente. Tuttavia, all'origine di tale evento vi è la rottura dell'elemento strutturale cardine necessario alla realizzazione delle lavorazioni

stesse, rottura che non poteva (e non avrebbe dovuto, per non ingenerare situazioni paradossali) essere contemplata nei rischi possibili.

Concludendo, la redazione del PSC non poteva prescindere dalla previsione del pancone provvisorio, del quale quindi non si poteva certo mettere in conto il crollo, in sede di valutazione dei rischi. Si ribadisce perciò che lo spazio in questione non presentava le caratteristiche di ambiente confinato se non in relazione al verificarsi di un evento repentino per collasso fragile, non previsto e non prevedibile.

Si illustrano ora alcune considerazioni circa il ruolo del CSP e del CSE.

Premettendo che nella procedura qui in esame ai fini del presente lavoro di tesi, l'incarico di CSP e CSE è stato rivestito in entrambi i casi dalla medesima persona, lo stesso professionista, oltre a verificare l'idoneità del POS presentato dall'Impresa, come testimoniato dalla firma da egli apposta sullo stesso documento, ha provveduto a redigere il PSC.

Dall'esame del Piano Operativo di Sicurezza redatto dalla ditta appaltatrice dei lavori, non risulta indicato il rischio annegamento nei rischi specifici per la lavorazione in corso al momento del sinistro, "*Rimozione delle porte vinciane e loro sistemazione*". Non risultano altresì consegnati ai lavoratori gli opportuni accessori DPI (dispositivi di protezione individuale), quali giubbotti salvagente necessari per le lavorazioni appaltate.

Di seguito sarà illustrato il PSC, del quale si mostra un estratto in Figura 12, redatto e compreso tra gli elaborati scritti del Progetto presenti in atti. L'analisi verrà svolta, per brevità di trattazione, con riferimento ai soli punti di interesse per il presente studio; inoltre, per motivi di privacy, sono censurati i dati sensibili.

COMMITTENTE:	
	
AGENZIA INTERREGIONALE PER IL FIUME PO Sede centrale: via Garibaldi 75 – 43121 PARMA – tel. 0521/7971 SETTORE NAVIGAZIONE INTERNA UFFICIO DI FERRARA Viale Cavour 77 – 44121 Ferrara – tel. 0532/214011 – fax 0532/214025 www.agenziapo.it	
PROVINCIA DI FERRARA	
COMUNE DI OSTELLATO	
PIANO DI SICUREZZA E COORDINAMENTO (Decreto Legislativo n. 81/2008 Titolo IV e Allegato XV) (D.Lgs. 3 agosto 2009 n. 106)	
PROGETTO ESECUTIVO	
LAVORI DI SISTEMAZIONE DELLE PORTE VINCIANE DI VALLE DELLA CONCA DI VALLELEPRI	
	
TAV.	
A	PRIMA STESURA
B	Febbraio 2011
REDATTO	
IL COORDINATORE ALLA PROGETTAZIONE	
PROGETTISTI	
IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO	

Figura 12: Stralcio del Piano di Sicurezza e Coordinamento a firma del CSP e CSE

Nel documento, alla sezione “E – Analisi e valutazione dei rischi, scelte progettuali ed organizzative”, nello specifico Punto E.1.1 relativo alle caratteristiche dell’area di cantiere, viene evidenziato il rischio annegamento nella maggior parte delle lavorazioni.

Al Punto E.1.7 “Protezione in prossimità degli scavi aperti” (Figura 13) si evidenzia che alcuni lavori verranno eseguiti sulla soglia della conca prosciugata, ad un’altezza sul vuoto pari a 6 metri. È precisato come movimentare i materiali ma non viene elencata nessuna disposizione sulla protezione contro la caduta nel vuoto; le procedure da attuare sono elencate nel successivo Punto E.1.11 (Figura 14) quali misure generali di protezione da adottare contro il rischio di caduta dall’alto.

E.1.7 Protezione in prossimità degli scavi aperti

<p>Modalità scelte e misure da adottare</p>	<p>In un particolare momento del cantiere alcune lavorazioni verranno eseguite sulla soglia della conca una volta prosciugata ad una profondità dal piano di campagna di circa 6 metri. Nel caso specifico non vi sono particolari rischi di franamento dei fronti in quanto gli operatori saranno garantiti da questo rischio dai muri laterali di protezione in C.A. Dovranno fare attenzione al movimento e allo spostamento dei carichi che si effettueranno nelle loro immediate vicinanze. Questa particolare procedura sarà maggiormente visualizzata nell'apposita scheda e nella planimetria a tergo del presente PSC.</p>	
<p>segnalazioni</p>	<p>È fatto obbligo posizionare segnalazioni di pericolo.</p>	
<p>note</p>	<p>Le protezioni devono sempre essere adeguate all'avanzamento dei lavori. Obbligo di controllo da parte della D.T.C.</p>	

Figura 13: Estratto del PSC al Punto E.1.7

E.1.11 Misure generali di protezione da adottare contro il rischio di caduta dall'alto

<p>stato attuale</p>	<p>Tale rischio è presente durante tutte le fasi lavorative eseguite in altezza rispetto ad un piano definito. Nel caso specifico, al contrario di quello che in genere caratterizza tale rischio ossia la possibilità di caduta da una certa altezza rispetto al piano di campagna si avrà il rischio di caduta in profondità dal piano di campagna stesso. Nei lavori oggetto del presente piano tale rischio si avrà quando le maestranze opereranno in corrispondenza del muro di delimitazione della parte della conca di navigazione che verrà prosciugata in quanto da quel momento in poi gli addetti ai lavori si troveranno a lavorare in più occasioni nelle vicinanze del bordo del muro stesso. E' già presente un parapetto metallico di delimitazione permanente pertanto il rischio di caduta sul fondo del basamento del bacino prosciugato è basso. La discesa nella parte bassa verrà effettuata con l'utilizzo di apposita scala in ferro di tipo professionale.</p>
<p>rischi evidenziati</p>	<p>Caduta dall'alto</p>
<p>procedure da attuare</p>	<p>Si segnala che per qualsiasi operazione da effettuare in quota senza la presenza dei dispositivi di protezione collettiva o apprestamenti deve essere obbligatoriamente ed assolutamente previsto l'utilizzo di dispositivi di protezione individuale (DPI) (imbracatura).</p>

Figura 14: Estratto del PSC al Punto E.1.11

Al Punto E.1.12 (Figura 15) si individuano le misure generali di protezione da adottare contro il rischio di annegamento. Nella descrizione dello stato attuale si riporta: “*questo è il rischio maggiormente presente nei lavori oggetto del presente piano, considerato che le lavorazioni principali saranno effettuate in prossimità del corso d’acqua idroviario e all’interno del suo alveo*”.

E.1.12 Misure generali di protezione da adottare contro il rischio di annegamento	
stato attuale	<p>Questo è il rischio maggiormente presente nei lavori oggetto del presente piano, considerato che le lavorazioni principali saranno effettuate in prossimità del corso d’acqua idroviario e all’interno del suo alveo.</p> 
rischi evidenziati	Annegamento

Figura 15: Estratto del PSC al Punto E.1.12

Si osserva come, nella descrizione dei rischi evidenziati, si riporta “annegamento”. Non risulta però presente la sezione “procedure da attuare”, le quali sono invece presenti al successivo Punto E.1.13 “Lavori in acqua misure generali di protezione” (Figura 16). Qui si precisa che “*le persone esposte al rischio di annegamento devono indossare giubbotto salvagente*”; non si precisa comunque quali siano gli operatori soggetti al rischio di annegamento.

procedure da attuare	<p>Le persone esposte al rischio di annegamento devono indossare giubbotti salvagente.</p>
	<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div>
	<p>Lungo il perimetro che delimita la zona di intervento a ridosso del bacino della conca dovranno essere collocati almeno n. 3 salvagenti di tipo anulare che dovranno essere utilizzati all'occorrenza che serviranno di aiuto e di supporto a quelli già indossati. Alcuni di questi saranno forniti dalla stazione appaltante.</p>  <p>Gli esposti al rischio, gli incaricati degli interventi di emergenza e tutti gli addetti al cantiere devono essere informati e formati sul comportamento da tenere e addestrati in funzione dei relativi compiti.</p>

Figura 16: Estratto del PSC al Punto E.1.13

Da un'attenta presa visione del documento si evince dunque che nel PSC il Coordinatore prende in conto lo scenario di rischio per annegamento ma nella condizione pre e post-messa in secca della conca, ritenendo possibile la caduta del lavoratore nella conca allagata dall'alto, disponendo quindi le necessarie azioni e disposizioni. Il rischio considerato è pertanto quello di annegamento per caduta dall'alto e non quello di annegamento e/o schiacciamento per effetto di azione improvvisa dell'acqua (creazione di onda anomala per cedimento strutturale del pancone e/o dei suoi vincoli).

Anche al punto E.3.3 "Rischi di particolare attenzione" sono individuati i rischi di annegamento e di caduta dall'alto, come mostrato nello stralcio in Figura 17.

E.3.3 Rischi di particolare attenzione

Si riporta il modello, in modo sintetico, di valutazione dei rischi principali riferiti alle singole lavorazioni:

Rischio		Simbolo	Nota	
a	Rischio di seppellimento		Caduta in aperture o sprofondamento negli scavi	I lavori all'interno di scavi devono essere preceduti da operazioni di controllo e verifica dei fronti e devono essere poste precise protezioni. Sul ciglio degli scavi devono essere vietati i depositi di materiali ed attrezzature nonché il passaggio dei mezzi.
b	Rischio annegamento		Annegamento	Il rischio prevalente nel presente cantiere è quello di annegamento per caduta in acqua durante le lavorazioni in prossimità del canale idroviario o sugli eventuali natanti utilizzati nelle lavorazioni o di supporto a esse. Obbligo di utilizzo di salvagenti omologati.
c	Rischio di caduta dall'alto		Caduta dall'alto	La caduta dall'alto deve essere evitata con la predisposizione di protezioni sui fronti (parapetti). In caso contrario devono essere utilizzati sistemi individuali di trattenuta (cinture di sicurezza). Attenzione a delimitare la zona di influenza a terra per l'eventuale caduta di materiali. Nel caso in essere occorre evitare di circolare lungo i bordi dei muri di contenimento del bacino della conca di navigazione. E' vietato altresì depositarvi materiale poiché questo potrebbe cadere all'interno del bacino dove gli operai stanno effettuando le lavorazioni.

Figura 17: Estratto del PSC al Punto E.3.3

Quanto sopra evidenzia che non è stato considerato il rischio annegamento per gli operatori che si trovavano in conca dopo la messa in asciutto della zona di lavoro, mentre viene individuato il rischio di annegamento per caduta in acqua dalla sponda o da mezzo natante.

Inoltre, pur avendo evidenziato il rischio annegamento quale rischio generale, questo non viene mai evidenziato nel Punto E 3.6 “Fasi lavorative” (Figura 18 e Figura 19), né lungo la Fase 4 specifica della lavorazione in Conca (Figura 20).

Fase principale	Sottofasi lavorative	Indicazioni elementi e note di riferimento. Avvertenze particolari.	Indici di avvertenza		
			Rischi generali di PSC	Rischi particolare attenzione	Schede lavorazioni
Posizionamento panconi rimozione porte vinciane e ricollocazione porte vinciane STESSE OPERAZIONI ESEGUITE SULLA TESTATA DI MONTE	<ul style="list-style-type: none"> • Posizionamento panconi provvisionale • Prosciugamento del bacino di intervento • Asportazione delle porte vinciane • Ripristino delle situazioni ammalorate • Rimessa in ripristino di quanto smontato e riparato 	<p>Le attività previste in questo cantiere sono quelle previste dal progetto e indicate a lato della presente colonna. Nel particolare le lavorazioni consistono:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. creazione di panconi provvisionali per la messa a secco della porzione di conca ove risiedono le porte di valle; 2. trasporto a Vallelepri da Valpagliaro, della trave pescatrice per il posizionamento dei panconi provvisionali da inserire nei gargami; 3. posizionamento dei panconi provvisionali, sia nei gargami, sia dentro la conca sia negli acquedotti; 4. prosciugamento della zona ove sono posizionate le porte vinciane e gli acquedotti; 5. pulitura e verniciatura delle porte prima del loro posizionamento in orizzontale; 6. esportazione delle porte vinciane e loro posizionamento in orizzontale sopra i cavalletti nei piazzali adiacenti alla conca; 7. verifica dei meccanismi, delle guarnizioni, delle gargamature di tutte le parti mobili e delle parti fisse della conca che possano determinare malfunzionamento; 8. sostituzione e/o riparazione di quanto non consono al buon funzionamento della conca; 9. rimessa in pristino di quanto smontato e riparato; 10. accantonamento e deposito dei panconi provvisionali. 		<p>2 3 4 5</p>	

Figura 18: Estratto del PSC al Punto E.3.6

Fase principale	Sottofasi lavorative	Indicazioni elementi e note di riferimento. Avvertenze particolari. Immagini	Indici di avvertenza			
			Rischi generali di PSC	Rischi particolare attenzione	Schede lavorazioni	
Posizionamento panconi rimozione porte vinciane e ricollocazione porte vinciane STESSE OPERAZIONI ESEGUITE SULLA TESTATA DI MONTE	<ul style="list-style-type: none"> • Posizionamento panconi provvisoriale • Prosciugamento del bacino di intervento • Asportazione delle porte vinciane • Ripristino delle situazioni ammalorate • Rimessa in ripristino di quanto smontato e riparato 	Posizionamento panconi provvisoriale 		 		
		Prosciugamento del bacino di intervento 	   	   	   	   
Posizionamento panconi rimozione porte vinciane e ricollocazione porte vinciane STESSE OPERAZIONI ESEGUITE SULLA TESTATA DI MONTE	<ul style="list-style-type: none"> • Posizionamento panconi provvisoriale • Prosciugamento del bacino di intervento • Asportazione delle porte vinciane • Ripristino delle situazioni ammalorate • Rimessa in ripristino di quanto smontato e riparato 	Ripristino delle situazioni ammalorate 		 		
		Rimessa in ripristino di quanto smontato e riparato 	   	   	   	   

Figura 19: Estratto del PSC al Punto E.3.6

Fase N. 4	Rimozione delle porte vinciane e loro sistemazione
<u>RIMOZIONE DELLE PORTE VINCIANE E LORO SISTEMAZIONE</u>	
<p>La lavorazione consiste nella rimozione attraverso sollevamento delle porte vinciane e deposito delle stesse su appositi cavalletti. Si procederà successivamente alla sistemazione delle parti usurate.</p>	
	
<u>Sottofasi lavorative:</u>	
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Verifica dei meccanismi, delle guarnizioni, delle gargamature di tutte le parti mobili e delle parti fisse della conca che possono determinare malfunzionamenti; ➤ Sostituzione e/o riparazione di quanto non consono al buon funzionamento della conca. 	
<u>Attrezzature e macchine adoperate:</u>	
<ul style="list-style-type: none"> • Utensili manuali d'uso comune; • Autogrù; • Gru a sbraccio • Scale; 	
<u>Rischi presenti:</u>	
<ul style="list-style-type: none"> • caduta di oggetti o materiali dall'alto; • caduta di persone dall'alto; • schiacciamento 	

Figura 20: Estratto del PSC alla Fase 4

Riguardo le figure e le rispettive responsabilità di CSP e CSE, si osserva che questi devono, fra gli altri obblighi, accertare la redazione del Progetto, a firma di tecnico abilitato, delle opere necessarie. Nel caso di specie, in fase di esecuzione lavori, è tuttavia venuta a mancare la formale adozione di un Progetto relativo all'opera provvisoria, in quanto si è proceduto per successive ingegnerizzazioni, direttamente in cantiere e non formalizzate, del dimensionamento di massima inserito nel Progetto esecutivo appaltato. Pur considerando che il CSE non è necessariamente un tecnico specialistico per ciò che concerne le strutture e quindi, verosimilmente, non avrebbe potuto esprimersi circa la bontà o meno dello stesso da un punto di vista tecnico. Si evidenzia, peraltro, come il controllo dell'adozione di un

progetto fosse comunque in carico alla DL, che nello specifico aveva già rivestito il ruolo di Progettista e che aveva autorizzato la realizzazione delle opere.

3. DINAMICA DEL SINISTRO E CAUSA DELL'EVENTO

Le indagini svolte dai diversi CTP e del CTPM circa le cause che hanno ingenerato l'incidente, concordano che il cedimento e la rotazione del pancone provvisorio (mostrato in Figura 21), seguito dall'allagamento della conca, è avvenuto a seguito della rottura della porzione in calcestruzzo costituente l'appoggio del piedino del pancone sulla parete. La rottura in questione è sopraggiunta a causa del livello idraulico a monte del pancone provvisorio il quale ha provocato il raggiungimento, agli appoggi dei piedini, del carico limite per quel tipo di calcestruzzo. Va evidenziato inoltre che l'altezza dell'acqua nel giorno precedente il sinistro, dai rilievi effettuati in sede di indagine, era di circa m. 3,80 mentre al momento del collasso l'altezza d'acqua era di m. 4,07 quindi il carico era in condizioni crescenti, ancorché lente.



Figura 21: Conca Valle Lepri con vista verso monte, in primo piano il pancone metallico provvisorio a seguito del collasso

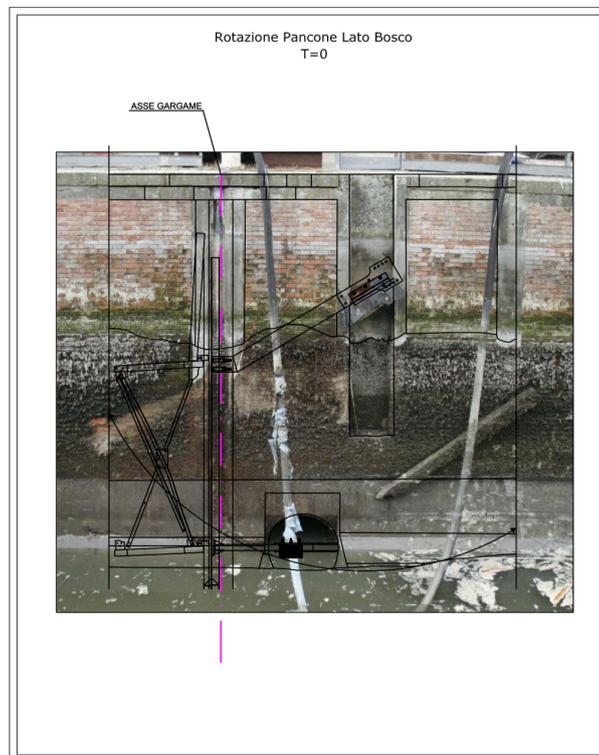
In particolare, si evidenzia che il contatto non piano tra le parti, come viene mostrato nell'elaborazione in Figura 22, ha determinato una minima area di contatto tra il piedino di appoggio inferiore del pancone metallico e la porzione di calcestruzzo della parete della conca, con tensioni elevate e decisamente concentrate. Questo aspetto, sul quale ci si addenterà più nello specifico nel proseguo della trattazione, corrobora la tesi per quale la rottura sia da ascrivere al solo carico statico determinato dal battente idraulico al momento dell'incidente, per un effetto di rottura fragile per taglio originatasi dalle pressioni di contatto tra il pancone stesso e la zona in calcestruzzo.

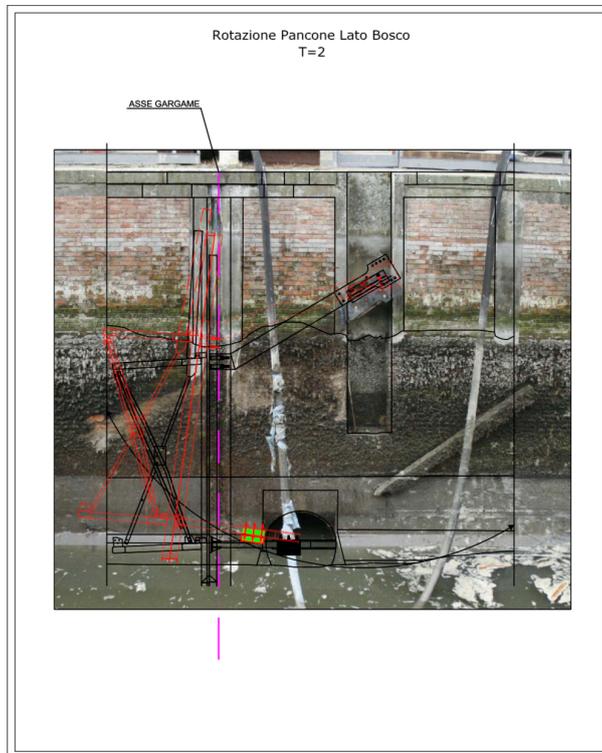
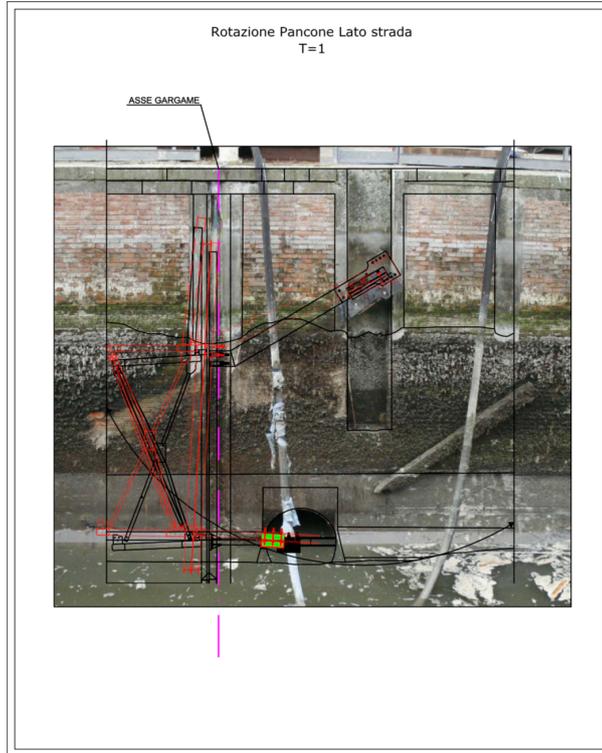


Figura 22: Elaborazione con allineamenti atti a mettere in evidenza la superficie non piana di contatto

3.1.Osservazioni circa il Cinematismo

Lo studio dei filmati a disposizione inerenti agli istanti del crollo della paratia, anche con riferimento alle analisi dei singoli fotogrammi (riportati negli Allegati), evidenziano come il cinematismo possibile fosse quello di rotazione intorno al fulcro superiore rappresentato dal vincolo dato dai tiranti. Ciò viene illustrato più chiaramente nella ricostruzione grafica in quattro tempi riportata in Figura 23.





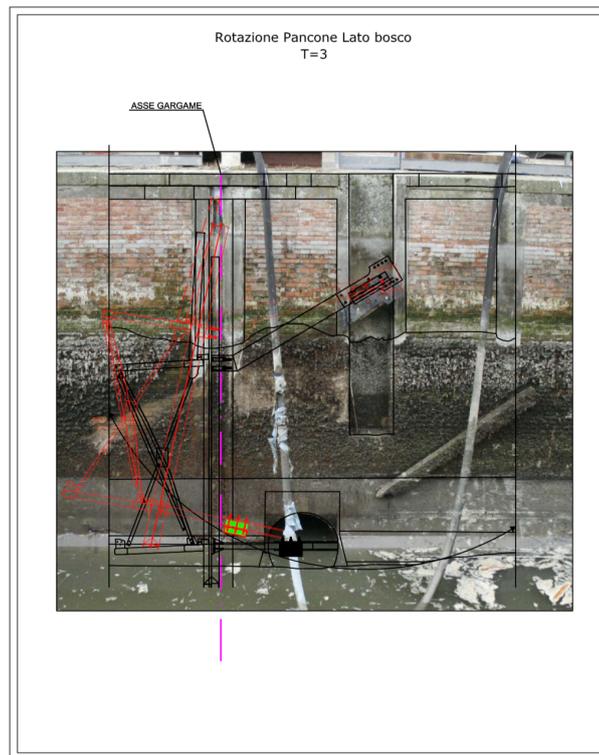


Figura 23: Elaborazione sequenza in 4 tempi della rotazione del pancone

Come già detto, il collasso in questione è avvenuto per rottura del calcestruzzo costituente la parete della conca e ha riguardato esclusivamente i supporti dei due bracci di appoggio inferiore ricavati nelle strutture esistenti. Dall'analisi dei fotogrammi risulta indubbio che l'appoggio inferiore lato bosco, a destra guardando da monte verso valle, è stato il primo a cedere. Dalla medesima analisi emerge inoltre che il movimento del pancone, avvenuto a seguito della rottura del supporto in calcestruzzo, da inizio del cedimento fino al termine del contatto tra il braccio destro e la parete della conca, è stato di tipo rotazionale, con significativa traslazione orizzontale, senza traslazioni verticali.

Allo scopo di chiarire meglio tale aspetto, avendo attentamente esaminato i filmati, la ricostruzione del cinematismo è così sintetizzabile:

- il pancone è una struttura rigida che, ad ogni suo estremo, ha come fulcro il punto terminale del tirante angolato, come indicato dalla freccia nella Figura 24 nella quale il pancone è raffigurato lateralmente, motivo per cui si nota un solo tirante inclinato;
- dagli atti non risulta che i fulcri presenti agli estremi del pancone – dopo il cedimento della struttura – abbiano ceduto o si siano spostati.
- emerge inoltre che, anche nel caso in cui il tirante fosse stato perpendicolare al pancone, si sarebbe verificato un movimento molto simile a quanto sopra riportato.

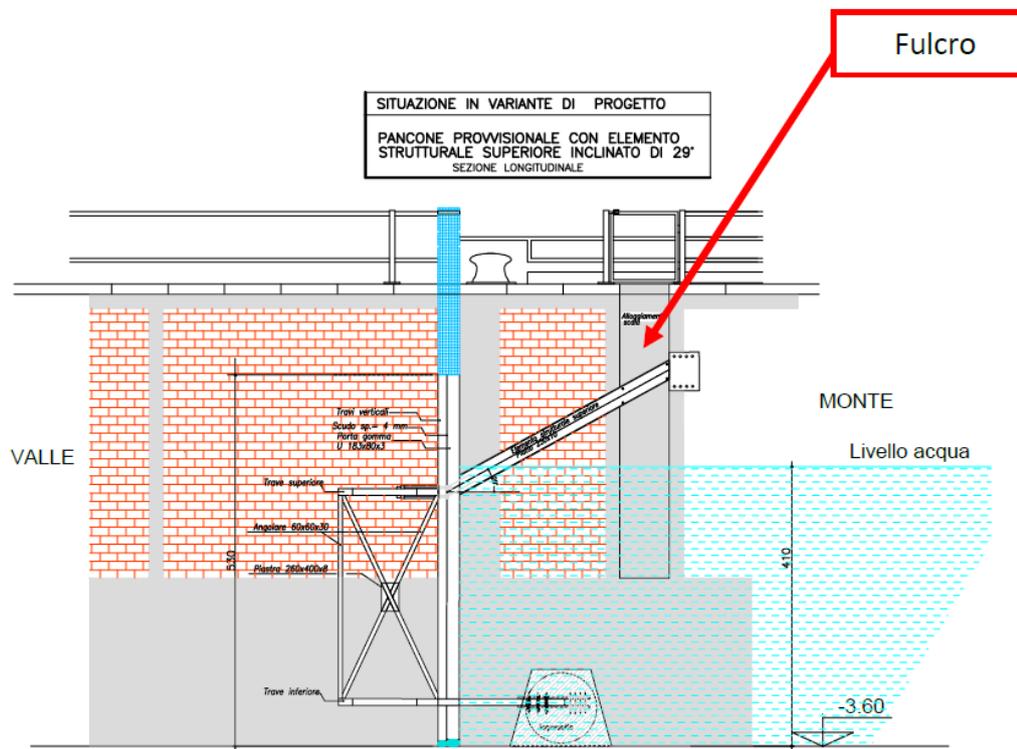


Figura 24: Disegno tecnico schematico di una sezione verticale del pancone

In Figura 25 è mostrata la sequenza di movimenti del pancone così come dedotta dall’analisi dei fotogrammi facenti parte degli atti processuali del Procedimento e sulla base delle condizioni delle strutture in acciaio e in calcestruzzo constatate durante i vari sopralluoghi:

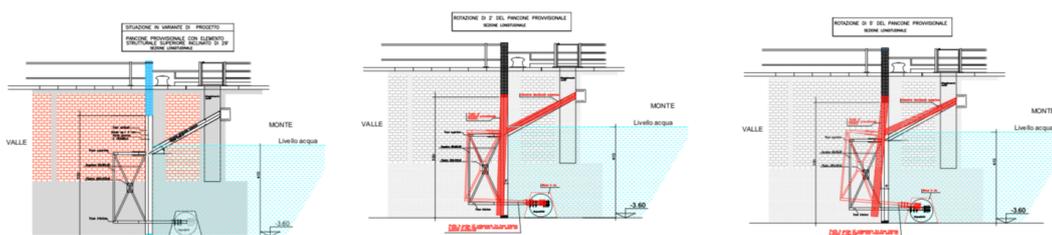


Figura 25: Sequenza del cinematismo del pancone provvisorio con tirante angolato

Dall’analisi dei fotogrammi estrapolati dagli stessi filmati di sorveglianza e inerenti alle prime fasi del collasso, un aspetto messo in evidenza è che il solco nel calcestruzzo è inizialmente inclinato come conseguenza della torsione che il pancone ha subito dopo il cedimento dell’appoggio in calcestruzzo. Ciò è mostrato in Figura 26 e Figura 27, come stralcio delle immagini fotografiche raccolte in sede di sopralluogo.



Figura 26: Solco nel calcestruzzo lato destro della conca, sede del primo collasso

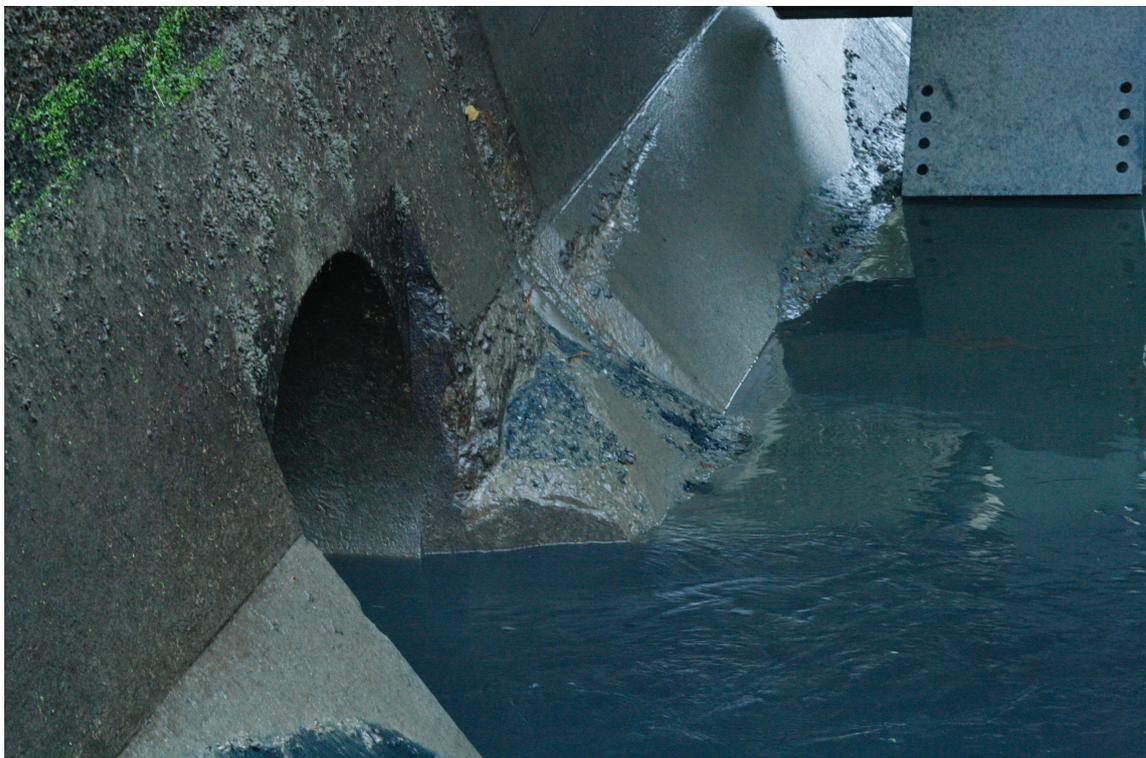


Figura 27: Solco nel calcestruzzo lato sinistro della conca

Come utile raffronto, si riporta in Figura 28 la ricostruzione del cinematismo del pancone attraverso una riproduzione con sequenza a 4 tempi a partire dalla posizione verticale di appoggio. È messa in evidenza la traiettoria seguita dall'ancoraggio inferiore durante il collasso, rappresentata dalla freccia rossa.

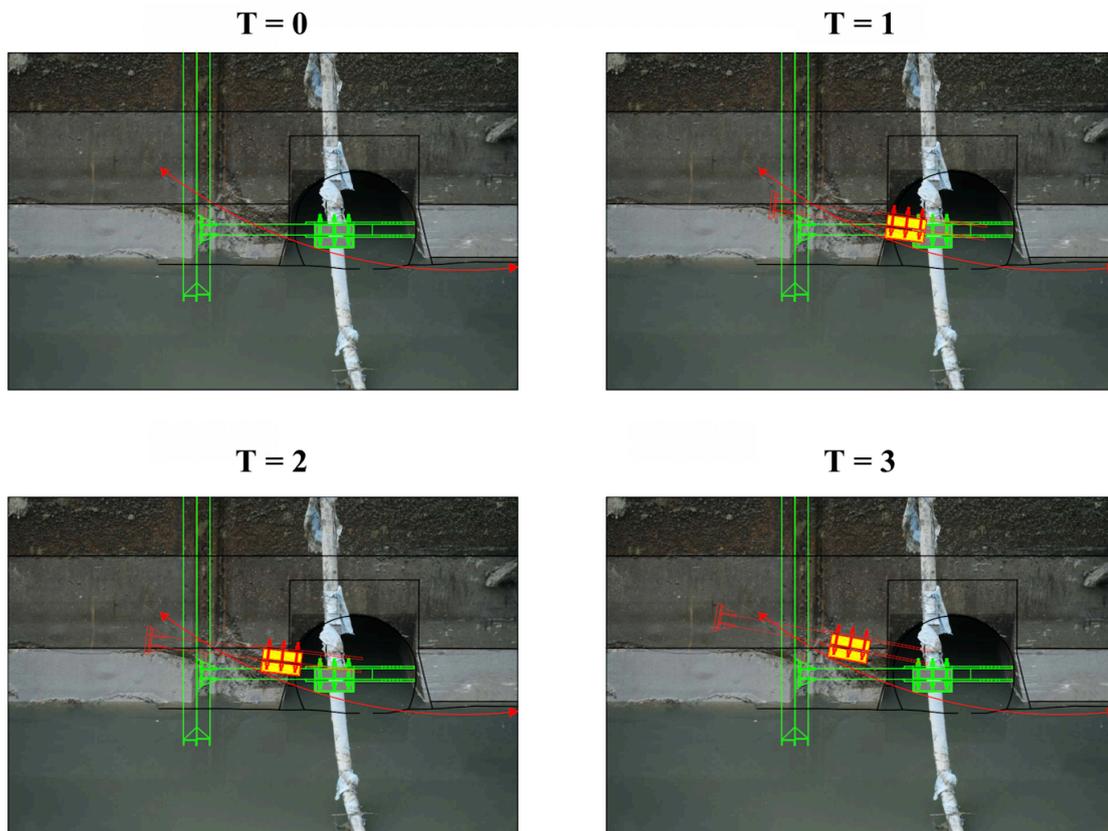


Figura 28: Rotazione in quattro tempi dell'ancoraggio inferiore lato bosco

4. STRUMENTI E METODI IMPIEGATI

Nel Capitolo che segue saranno esposti gli strumenti utili ai fini del presente lavoro di tesi. Dopo una prima disamina circa la Meccanica della Frattura Elastica Lineare e una panoramica sulle teorie che si sono susseguite fino a portare ai moderni riferimenti normativi; si entrerà nel vivo della trattazione illustrando il Modello di Westergaard, particolarmente efficace nello studio della propagazione delle fessure nei materiali quasi-fragili come il calcestruzzo. Verrà esaminata quindi un'altra teoria, il Criterio di Diramazione che, si vedrà nel proseguo della trattazione, validerà il Modello applicato. In accordo con le nuove NTC 2018 e secondo i dettami normativi dell'Eurocodice, si andrà inoltre ad analizzare il meccanismo di rottura per punzonamento. Infine, allo scopo di implementare le teorie e i modelli elencati qui sopra, si definirà la reale geometria del problema, la resistenza del materiale coinvolto e le azioni effettivamente agenti al momento del collasso.

4.1. Riguardo la Meccanica della Frattura Elastica Lineare

La Meccanica della Frattura è una disciplina che si sta affermando in tutti i settori più avanzati dell'ingegneria come metodologia di Progetto e di verifica strutturale. In modo particolare, la Meccanica della Frattura ha come obiettivo principale quello di studiare la propagazione della fessura, di comprendere il comportamento meccanico dei materiali e più in generale quello degli elementi strutturali qualora essi siano soggetti a forze esterne di natura qualsiasi. Per poter analizzare e simulare correttamente a livello macroscopico il processo di propagazione di una fessura è necessario conoscere nel modo più dettagliato possibile lo stato energetico e tensoriale nei pressi dei difetti meccanici presenti.

In questo contesto il concetto di resistenza dei materiali viene compendiato da un altro concetto, quello della tenacità. La tenacità alla frattura è definita come la resistenza del materiale alla propagazione della fessura. Questa non può essere in alcun modo confusa con la resistenza classica del materiale che infatti può presentare alta la prima e bassa la seconda, o viceversa. Ad esempio, una lastra di vetro ha in genere un'alta resistenza ma una bassa tenacità alla frattura, il che significa, in presenza di difetti interni del materiale, il raggiungimento repentino dello stato di frattura. Anche la comparazione tra le due grandezze non ha alcun significato fisico-matematico in quanto le dimensioni fisiche sono del tutto diverse: per bilanciare le due dimensioni deve entrare in gioco la scala dimensionale, ovvero una lunghezza.

A seconda della tipologia e del comportamento del materiale considerato sono state sviluppate diverse teorie. Materiali come il calcestruzzo tradizionalmente vengono considerati come fragili mentre in realtà essi appartengono alla categoria dei materiali quasi fragili. Per via della loro natura, spesso, si generano al loro interno pori o micro-fessure che, anche per piccoli valori di carico, amplificano il valore dello sforzo al loro apice. Inoltre, anche da un punto di vista teorico, la descrizione del processo di frattura per questa famiglia di materiali è molto complessa e attualmente oggetto di studio.

I materiali disordinati e fragili come il calcestruzzo, le rocce, i ceramici ecc. contengono un gran numero di difetti e micro-fessure. Sotto ponendoli ad elevati sforzi di trazione, si verifica un'interazione tra i processi di crescita delle micro-fessure che provoca la localizzazione della deformazione in una banda molto stretta, dove avviene la dissipazione di energia, mentre al di fuori di questa banda il materiale si comporta in modo elastico e lineare.

Se nei materiali duttili, come l'acciaio, la fase detta di incrudimento negativo o "softening" - durante la quale avviene il fenomeno della strizione del materiale (riduzione della sezione effettiva) - è quasi irrilevante se paragonata alla fase plastica, nei materiali fragili e quasi-fragili come il calcestruzzo è una fase sensibilmente evidente che segue la fase plastica e precede la frattura. Come mostrato nella legge costitutiva in Figura 29, per i materiali duttili (acciai), ci si riferisce alla sezione effettiva di *necking* A in luogo di quella iniziale A_0 a causa del fenomeno di strizione plastica a cui sono soggetti questo tipo di materiali.

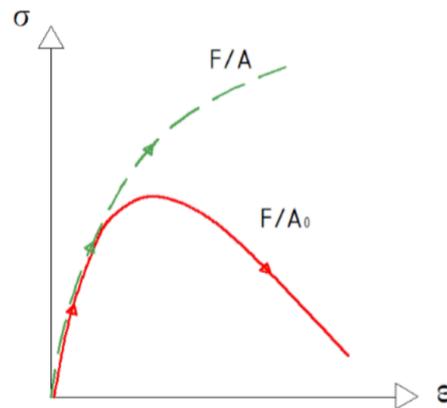


Figura 29: Legge costitutiva caratteristica dei materiali duttili (in verde) e dei materiali fragili-quasi fragili (in rosso)

Durante la fase di *softening*, nel materiale si formano dei vuoti, un vero e proprio danneggiamento meccanico, per cui l'aria si riduce e si ha un indebolimento della sezione. Una conquista degli ultimi anni è che la fase di softening non consiste in una proprietà caratteristica del materiale. Nella legge costitutiva si può osservare, in maniera piuttosto evidente, come il softening sia funzione della dimensione del provino in esame: all'aumentare della lunghezza il ramo discendente diviene sempre più inclinato e tende alla verticalità (quindi alta fragilità) mentre con valori molto bassi di lunghezza si tende al comportamento perfettamente plastico. Quanto descritto è illustrato nella Figura 30.

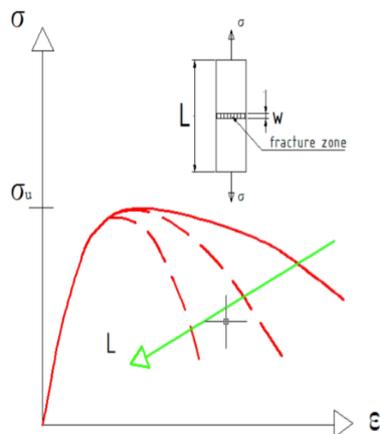


Figura 30: Dipendenza del ramo di softening della legge costitutiva dalla scala dimensionale

Si è scoperto dunque che bisogna considerare non una, bensì due leggi costitutive descritte su piani completamente differenti. La prima, ascendente, mette in relazione lo sforzo σ con la deformazione ε e arriva fino alla deformazione ultima ε_u , il picco in cui avviene la formazione della fessura. Dopodiché la legge costitutiva cambia, con andamento discendente, nel piano coesivo che mette in relazione la tensione σ con l'apertura della fessura w fino al valore critico w_c . Questo valore consiste nella larghezza critica della fessura che porta al distacco completo dei lembi della stessa ed è assunto, in vari studi di letteratura, avvenga non appena raggiunto il carico di picco σ_U . Questa ipotesi risulta ampiamente verificata poiché in concomitanza del raggiungimento del picco e dell'inizio del ramo discendente di softening, si crea la frattura.

La legge, nel suo complesso, varia del tutto la propria natura: nel piano classico σ - ε la risposta post-picco è una proprietà della struttura (non del materiale), con la sua scala dimensionale; invece nel piano coesivo (σ - w) il softening è una proprietà del materiale. Importante osservare infatti che, mentre nella prima legge la deformazione è adimensionale, nella legge coesiva entra la scala dimensionale in quanto l'apertura della fessura è una vera e propria lunghezza. La nuova legge costitutiva è mostrata in Figura 31.

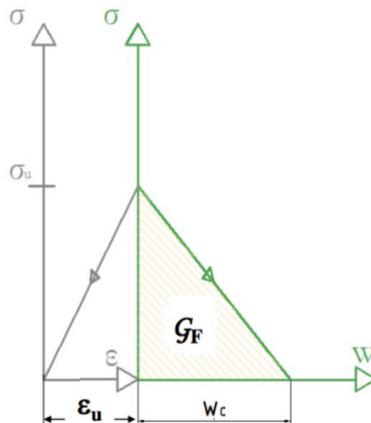


Figura 31: Nuova legge costitutiva formata dall'unione della legge elastica classica con quella coesiva

Il ramo di softening è caratterizzato da una riduzione della tensione σ che comporta d'altra parte l'estensione della fessura e nello stesso tempo la contrazione del restante materiale elastico esterno al processo fessurativo. Nel caso in cui questa contrazione risultasse prevalente rispetto alla dilatazione della fessura (caso di grandi lunghezze) allora si creerebbe un fenomeno altamente instabile detto di *Snap-Back*, rappresentato nella legge costitutiva da un ramo softening a pendenza positiva ed energia dissipata tendente a zero, che descrive una frattura di tipo fragile. L'andamento di *Snap-Back* è mostrato in colore rosso nella Figura 32.

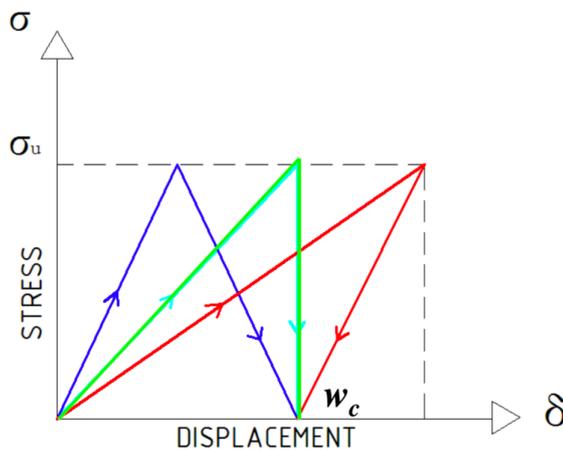


Figura 32: In rosso, fenomeno instabile di *Snap-Back*

L'area sottesa dalla curva della legge coesiva è l'energia di frattura G_F , definita come energia per unità di area e avente dimensioni di $[F][L]^{-1}$. È quell'energia che si deve fornire perché si crei una superficie unitaria di frattura e consiste nella misura fondamentale della tenacità del materiale.

$$G_F = \frac{1}{2} \sigma_U w_C$$

4.1.1. Introduzione alla Meccanica della Frattura: le teorie classiche

Si espone ora un breve cronologico delle più importanti teorie fisico-matematiche che hanno contribuito alla nascita della moderna meccanica della frattura.

- 1898, *Kirsh* per la prima volta tratta il concetto di concentrazione delle tensioni per il quale eventuali difetti presenti nei materiali diventano i principali fattori di innesco di fratture fragili. Egli arriva alla soluzione del problema elastico del foro circolare su una lastra infinita soggetta ad una tensione monoassiale di trazione σ all'infinito (Figura 33).

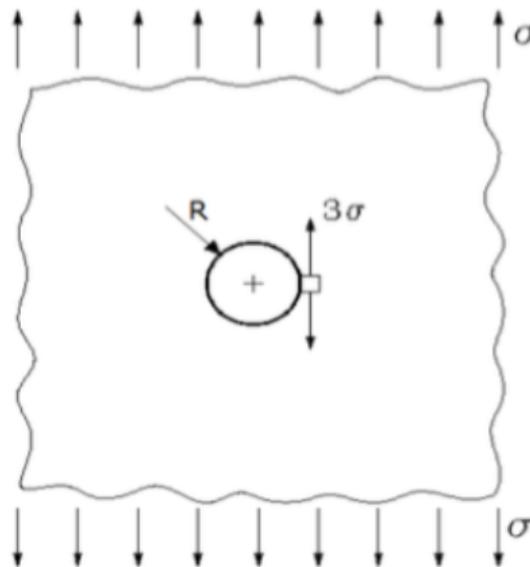


Figura 33: Kirsh (1898), lastra infinita soggetta a trazione monoassiale e foro circolare

$$\sigma_{max} = \frac{1}{3} \sigma_U$$

La presenza del foro crea un indebolimento della lastra che vede la propria resistenza ridotta a $\frac{1}{3}$ rispetto a quella relativa alla lastra integra. La massima tensione ammissibile è pari a $\frac{1}{3}$ di quella ultima del materiale, indipendentemente dalla dimensione del foro.

- 1913, *Inglis* generalizza la trattazione considerando un foro di forma ellittica (Figura 34). Si definisce un nuovo fattore di intensificazione, che non è più $\frac{1}{3}$ ma è ora funzione del rapporto tra gli assi e dal quale si ottiene, come caso limite, il foro circolare.

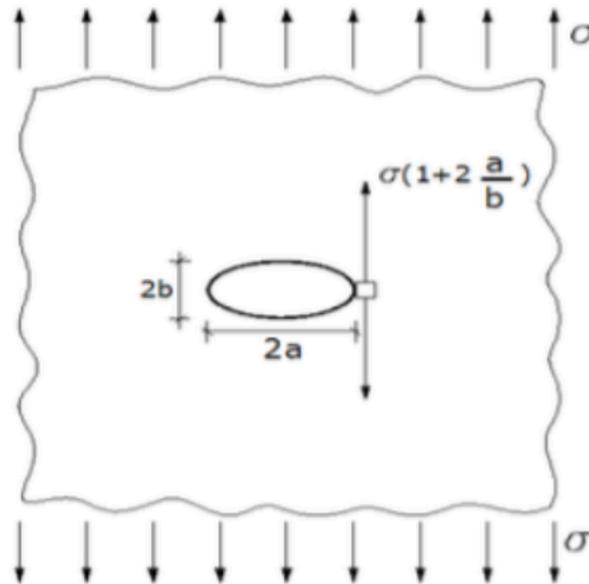


Figura 34: Inglis (1913), lastra infinita soggetta a trazione monoassiale e foro ellittico

$$\sigma_{max} = \frac{\sigma_U}{\sigma \left(1 + 2 \frac{a}{b}\right)}$$

Anche in questo caso, come accadeva per il foro circolare, il fattore di concentrazione delle tensioni non dipende tanto dalla scala, dalla grandezza del foro, bensì dalla sua forma, dal rapporto degli assi. Non si rivelò tuttavia un buon metodo per studiare l'eventuale propagazione della fessura poiché, facendo tendere il rapporto a/b all'infinito, considerando quindi non più un foro ellittico ma una vera e propria fessura, un'incisione (Figura 35), risulta che la tensione σ ai bordi della fessura tende a infinito asintoticamente. Questo comporta una singolarità del campo tensionale per il quale, in quel punto, la resistenza del materiale è nulla; chiaramente un paradosso e un'incongruenza rispetto al materiale reale che presenta una resistenza finita.

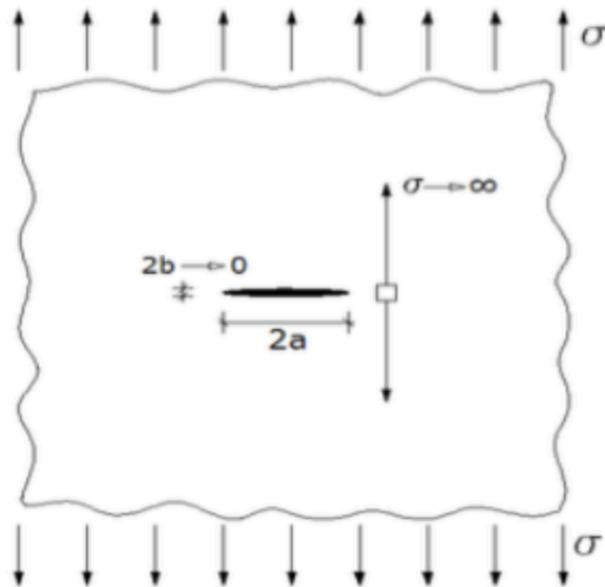


Figura 35: Caso limite in cui il rapporto degli assi a/b tende a infinito (fessura)

- 1920, *Griffith* analizza il fenomeno da un punto di vista non più tensionale bensì sul campo energetico. Il criterio energetico di Griffith risolve il paradosso tensionale di Inglis e diventa un caposaldo della teoria della meccanica della frattura. Si considera una lastra infinita e tesa con carico uniforme e isotropo, alla quale viene realizzato un intaglio lungo $2a$ (Figura 36). Si crea dunque una discontinuità nel legame interno del materiale.

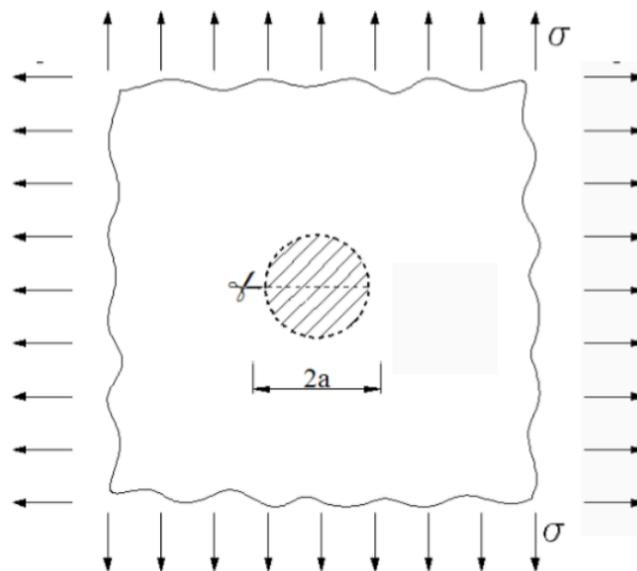


Figura 36: *Griffith* (1920), lastra infinita soggetta a trazione uniforme e isotropa e con intaglio lungo $2a$

Griffith considera un bilancio energetico tra due energie: l'energia di deformazione elastica W_e , rilasciata nel momento dell'intaglio della fessura, e l'energia superficiale W_s , spesa per rompere i legami della struttura interna e creare la fessura. La prima può essere vista come l'energia elastica contenuta nel cerchio di raggio a , zona potenziale che si è scaricata. La seconda consiste nell'energia dissipata per creare la fessura, dipende dai legami chimici e meccanici interni del materiale.

$$W_e = \pi a^2 \frac{\sigma^2}{E}$$

$$W_s = 2 a G_F$$

Griffith considera la variazione delle due energie (operazione matematica di derivata prima) in relazione alla propagazione della fessura da . La propagazione della fessura, da virtuale, diventa reale quando la variazione dell'energia rilasciata W_e è maggiore (o uguale) alla variazione dell'energia superficiale W_s , necessaria a rompere i legami.

$$\frac{dW_e}{da} \geq \frac{dW_s}{da}$$

- 1957, *Irwin*. Nel periodo storico a cavallo della Seconda Guerra Mondiale vi furono degli strani fenomeni di collasso fragile che interessavano alte percentuali di navi Liberty in azione quegli anni. Si evidenziò una fragilità non intuitiva dell'acciaio il quale, al contrario, in scala di laboratorio, presentava alta duttilità. Viceversa, sperimentalmente si dimostrò che le fibre di vetro, materiale notoriamente fragile a grandi scale, presentano elevata duttilità. Irwin, alla guida del gruppo di ricercatori della marina americana che studiò questi casi, unisce assieme due aspetti: quello energetico di Griffith e quello tensionale, considerando un campo tensionale che di fronte alla fessura presenta una singolarità del tipo $r^{-1/2}$ (Figura 37). La trattazione, che getta le fondamenta per ciò che sarebbe stato il riferimento normativo futuro, è simile a quella di Griffith a meno del bilancio energetico, mentre entra in gioco un nuovo parametro guida che descrive la severità dello stato tensionale: il fattore di intensificazione degli sforzi, K_I .

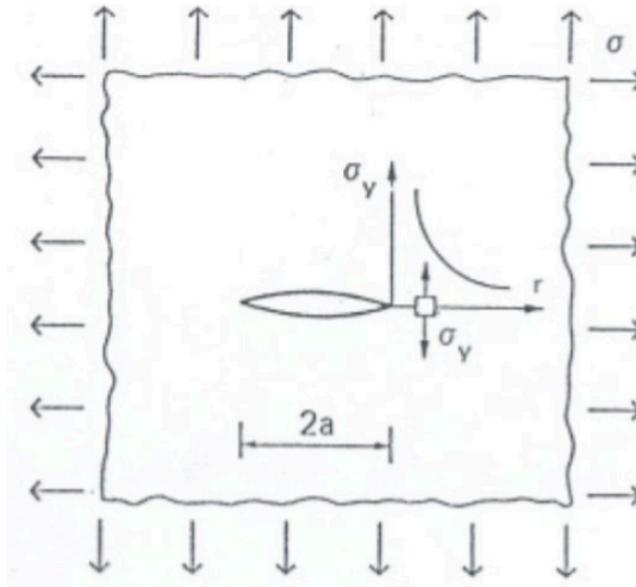


Figura 37: Irwin (1957), lastra infinita soggetta a trazione uniforme e isotropa e con fessura lunga $2a$

$$K_I = \sigma\sqrt{\pi a}$$

Il nuovo parametro introdotto da Irwin è un fattore amplificativo che dipende dalle tensioni applicate all'infinito e dalla lunghezza della fessura presente. Con riferimento ai valori critici sia della tensione applicata all'infinito, sia della lunghezza della fessura, si ottiene il valore critico del fattore di intensificazione degli sforzi, K_{IC} , il quale fornisce una misura della tenacità del materiale.

$$K_{IC} = \sigma_p\sqrt{\pi a_0}$$

Il fattore a_0 consiste nella lunghezza caratteristica della fessura e definisce un limite di sensibilità alla presenza di micro-difetti nel materiale in relazione alla propagazione della fessura. Al tendere di a al valore di a_0 la propagazione della fessura ha luogo anche per bassi valori di tensione. La tensione σ_p rappresenta la resistenza del materiale. Come già detto, le dimensioni fisiche in gioco non sono comparabili. Infatti, mentre la resistenza è dimensionalmente pari a $[F]/[L]^2$, i fattori K_I e K_{IC} assumono grandezze del tipo $[F]/[L]^{-3/2}$, dimostrazione dell'influenza della scala dimensionale.

Dall'unione delle due teorie, quella energetica di Griffith di tipo globale e quella sulla singolarità tensionale locale di Irwin, si ricava una relazione fondamentale tra due grandezze, di genesi completamente differente, ma entrambe espressioni della tenacità del materiale.

$$G_F = \frac{K_{IC}^2}{E}$$

Concludendo, è importante, a fronte di una corretta analisi con la meccanica della frattura, saper distinguere tra la resistenza classica del materiale e la resistenza alla propagazione di

una fessura o tenacità. Inoltre, la risposta post-picco, non essendo una proprietà caratteristica del materiale ma della struttura, varia in funzione della scala dimensionale: si va da una situazione di alta duttilità (nel caso di piccole scale) ad una totalmente fragile (nel caso di grandi scale).

4.2. Il Modello di Westergaard per lo studio della frattura

La soluzione di Westergaard del 1939 è antecedente alla teoria di Irwin (del 1957), risultato della ricerca sugli strani fenomeni di rottura fragile delle numerose navi liberty negli anni della Seconda Guerra Mondiale, per la quale costituisce un notevole contributo dato che introduce il concetto fondamentale di fattore di intensificazione delle tensioni K_I . Westergaard riprende, semplificandola, la trattazione del matematico russo Muskhelishvili del 1933 sulla quale si basano le ipotesi iniziali del modello. Continua ad essere dunque una soluzione di tipo tensionale.

4.2.1. Preliminari matematici e Modo I (Apertura)

Nel modello di Westergaard, detto anche dei potenziali complessi, si analizza la singolarità tensionale all'estremità della fessura attraverso l'ausilio della matematica delle funzioni analitiche, aventi la caratteristica di essere delle funzioni complesse di variabili complesse. Una funzione si dice analitica quando possiede una e una sola derivata per qualsiasi direzione nel piano complesso; in altri termini, l'operazione di derivata non deve dipendere dalla particolare direzione di derivazione. Devono quindi valere le condizioni di Cauchy-Riemann così da poter trattare le funzioni analitiche alla stregua di quelle di variabili reali. Se valgono le condizioni di Cauchy-Riemann allora necessariamente la funzione è analitica. Vale il viceversa. Il problema matematico si concretizza sostanzialmente nella ricerca della Funzione di Airy Φ , funzione biarmonica, con le relative condizioni al contorno. L'espressione che definisce la biarmonicità della Φ è la seguente:

$$\nabla^4 \Phi = 0$$

A sua volta, la funzione di Airy può essere espressa come la combinazione lineare di più funzioni armoniche:

$$\Phi = U_1 + xU_2 + yU_3$$

dove U_1 , U_2 e U_3 sono delle funzioni reali e armoniche.

Rispetto alla geometria presa in considerazione da Griffith, nella trattazione di Westergaard si generalizza: la lastra continua a essere infinita e soggetta ad una fessura di lunghezza $2a$, centrata nel piano elastico complesso, ma, a differenza del criterio energetico di Griffith, non si considera più uno stato biassiale isotropo o uniforme all'infinito, bensì vi sono due tensioni principali di cui una collineare alla fessura ($k\sigma$) e l'altra ortogonale (σ), come mostrato in Figura 38.

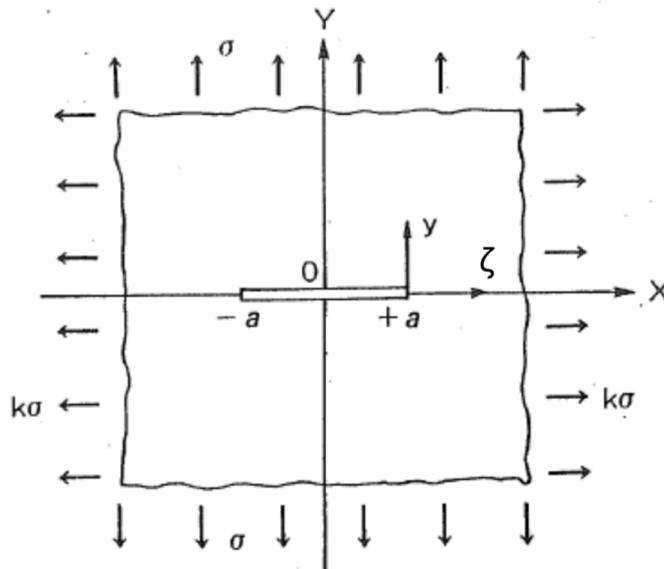


Figura 38: Modello di Westergaard per Modo I

Essendo la fessura centrata nel piano complesso, il problema risulta simmetrico in relazione a tutti i modi di sollecitazione della fessura, che sono: *opening* (apertura o Modo I) e *sliding* (scorrimento o Modo II), nel piano; e *tearing* (strappo o Modo III), fuori dal piano. Si definiranno infatti i parametri della trattazione con i relativi pedici del Modo per indicare la relazione con gli stati simmetrici rispetto alla linea della frattura. Questi tre modi, mostrati in Figura 39, sono indipendenti, esiste quindi un fattore K_I , un fattore K_{II} e un fattore K_{III} .

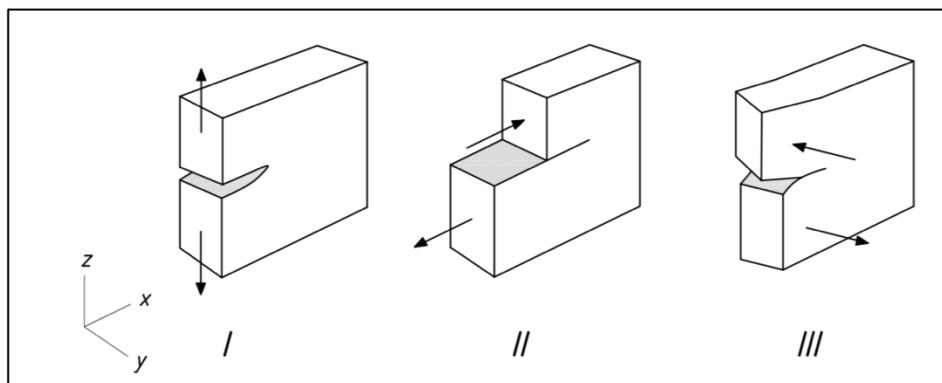


Figura 39: Modi elementari di sollecitazione della fessura; da sinistra verso destra: apertura, scorrimento, strappo.

La trattazione analitica del metodo parte con la definizione delle tre ipotesi principali, aventi tutte un ben preciso significato fisico. Nella prima ipotesi, estrapolata dalla teoria di Muskhelishvili, viene ipotizzata la funzione approssimante il problema, la funzione di Airy

Φ . Da questa assunzione è possibile determinare il campo tensionale attraverso l'operazione di derivata doppia. Mentre nella prima l'assunzione era sulla funzione di Airy Φ , la seconda ipotesi è relativa alle condizioni al contorno sulla fessura, cioè sulle sue due facce; grazie alla quale si assume una forma precisa del potenziale complesso (del Modo I) Z_I . La terza ipotesi di Westergaard riguarda invece le condizioni al contorno all'infinito, non più sui lembi della fessura. Questa permette la definizione del fattore di intensificazione delle tensioni, K_I , unico parametro rimasto incognito. Si vanno ora ad analizzare nel dettaglio le ipotesi della trattazione.

- Prima Ipotesi

L'ipotesi di partenza del modello di Westergaard è estrapolata, come già detto, dalla teoria di Muskhelishvili, in modo da avviare l'analisi direttamente da una prima forma della soluzione per poi semplificarne la definizione analitica. La funzione di Airy ha la seguente espressione:

$$\Phi_I = \Re \bar{Z}_I + y \Im m \bar{Z}_I + \frac{1}{2} B (y^2 - x^2)$$

I primi due termini sono armonici in quanto parti reale e immaginaria della funzione analitica Z_I ; il terzo termine è analitico per definizione, nel quale B è una costante reale. Anche le derivate e i relativi integrali sono delle funzioni analitiche. Il campo tensionale può essere definito derivando la funzione di Airy:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{\partial^2 \Phi_I}{\partial y^2} = \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial \Phi_I}{\partial y} \right) = \frac{\partial}{\partial y} (y \Re Z_I + By) = \Re Z_I - y \Im m Z_I' + B \\ \sigma_y &= \frac{\partial^2 \Phi_I}{\partial x^2} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \Phi_I}{\partial x} \right) = \frac{\partial}{\partial x} (\Re \bar{Z}_I + y \Im m Z_I - Bx) = \Re Z_I + y \Im m Z_I' - B \\ \tau_{xy} &= -\frac{\partial^2 \Phi_I}{\partial x \partial y} = -\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \Phi_I}{\partial y} \right) = -\frac{\partial}{\partial x} (y \Re Z_I + By) = -y \Re Z_I' \end{aligned}$$

- Seconda Ipotesi

La seconda ipotesi della trattazione è relativa alle condizioni al contorno sulla fessura che, con i suoi due lembi, definisce una parte del contorno. Si assume che, nella zona in cui si estende la fessura, ovvero per $y = 0$ e $-a < x < a$, debba valere

$$\begin{aligned} \sigma_y &= 0 \\ \tau_{xy} &= 0 \end{aligned}$$

Mentre la prima ipotesi riguarda la funzione di Airy Φ , la seconda definisce una forma della funzione potenziale complesso Z_I , del Modo I:

$$Z_I = \frac{g(z)}{[(z+a)(z-a)]^{1/2}} + B$$

dove $g(z)$ è una funzione reale di variabile complesse, mentre B è la costante reale vista prima. Il potenziale complesso Z_I così assunto deve soddisfare le condizioni al contorno appena definite sulla fessura.

$$\sigma_y = \Re Z_I + y \Im Z_I' - B = B - B = 0$$

$$\tau_{xy} = -y \Re Z_I' = 0$$

Le condizioni poste dalla seconda ipotesi risultano così soddisfatte. Per quanto riguarda la tensione σ_x , sulla fessura ($y = 0$) si trova:

$$\sigma_x = \Re Z_I - y \Im Z_I' + B = B + B = 2B$$

Riprendendo il potenziale Z_I assunto ed effettuando un cambio di variabile, con $\zeta + a$ in luogo di z , si ottiene:

$$Z_I = \frac{g(\zeta + a)}{[(\zeta + 2a)^{1/2} \zeta^{1/2}]} + B = \frac{g(\zeta + a)/(\zeta + 2a)^{1/2}}{\zeta^{1/2}} + B$$

Si è effettuata in pratica una traslazione dell'apice della fessura per poi definire un nuovo sistema di riferimento centrato all'apice destro della fessura, nel quale, per $\zeta = 0$, si ha:

$$Z_I = \frac{g(a)/\sqrt{2a}}{\zeta^{1/2}}$$

Infatti, per $\zeta = 0$ si ha che $Z_I \rightarrow \infty$ e la costante reale B può essere trascurata.

Si introduce ora nella trattazione il fattore di intensificazione delle tensioni, per Modo I, K_I . Ponendo l'uguaglianza

$$\frac{g(a)}{\sqrt{a}} = \frac{K_I}{\sqrt{\pi}}$$

si ottiene

$$Z_I = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi\zeta}}$$

In questo modo, come in tutti i problemi di elasticità, si è operata una scalatura delle incognite, ovvero il ruolo di incognita passa via via ad altri parametri: all'inizio si aveva la funzione Φ_I , successivamente il potenziale Z_I , infine, il fattore K_I . Il problema è ora funzione di un solo parametro, il fattore di intensificazione delle tensioni K_I , che tuttavia deve ancora essere definito in quanto la funzione reale $g(a)$ sarà nota solo dopo la terza ipotesi.

Prima di procedere con la descrizione della terza ipotesi della trattazione, al fine di analizzare il campo tensionale con una maggiore precisione e definirne la singolarità in prossimità dell'apice della fessura, è conveniente passare alle coordinate polari.

Dalla prima ipotesi si sa che

$$\Phi_I = \Re \bar{Z}_I + y \Im \bar{Z}_I + \frac{1}{2} B (y^2 - x^2)$$

dalla quale, tramite derivazione doppia, si è definito il campo tensionale

$$\sigma_x = \Re Z_I - y \Im Z_I' + B$$

$$\sigma_y = \Re Z_I + y \Im Z_I' - B$$

$$\tau_{xy} = -y \Re Z_I'$$

A seguito della seconda ipotesi la funzione potenziale complesso assume la forma seguente:

$$Z_I = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi\zeta}} + B$$

nella quale si è reintrodotta la costante reale B .

La conversione in coordinate polari porta alle seguenti funzioni:

$$\zeta = r(\cos \theta + i \sin \theta)$$

$$y = r \sin \theta = 2r \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2}$$

Applicando gli sviluppi trigonometrici dei numeri complessi, la funzione potenziale complesso diventa

$$Z_I = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \left(\cos \frac{\theta}{2} - i \sin \frac{\theta}{2} \right) + B$$

ne consegue che il campo tensionale convertito in coordinate polari è pari a

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \begin{pmatrix} \cos \frac{\theta}{2} \left(1 - \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3}{2} \theta \right) + 2B \\ \cos \frac{\theta}{2} \left(1 + \sin \frac{\theta}{2} \sin \frac{3}{2} \theta \right) \\ \sin \frac{\theta}{2} \cos \frac{\theta}{2} \cos \frac{3}{2} \theta \end{pmatrix}$$

Il campo tensionale così ottenuto è espresso in coordinate polari e si riferisce al sistema di coordinate descritto in Figura 40, dove r rappresenta la distanza radiale dall'estremità della fessura, θ l'angolo rispetto all'asse x .

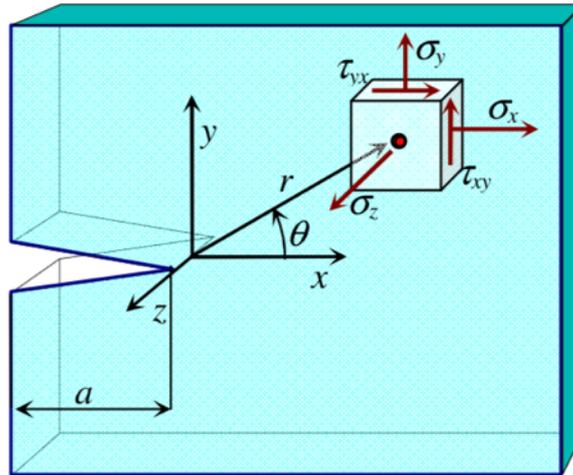


Figura 40: Sistema di coordinate polari con origine all'apice della fessura

Ciascuna componente tensionale presenta la medesima singolarità $r^{-1/2}$ per la quale, all'apice della fessura ($r = 0$), la distribuzione delle tensioni tende a infinito. Questa singolarità è presente per la parte radiale mentre non sussiste per quella angolare, che varia da una componente all'altra. La stessa singolarità è definita inoltre a meno del fattore K_I , il quale dipende dalla funzione reale $g(a)$ che verrà descritta durante la terza ipotesi. Si può già osservare dunque come il campo tensionale, a meno delle condizioni all'infinito – quindi a meno del fattore K_I – sia sempre lo stesso, con solito profilo sia radiale che angolare.

- Terza Ipotesi

Nella terza ipotesi, Westergaard parte dalla definizione esatta della funzione reale $g(z)$ grazie alla già nota soluzione dalla teoria di Muskhelishvili. Mentre la seconda ipotesi riguarda le condizioni al contorno sui lembi della fessura, nella terza si considerano le condizioni all'infinito, in modo da definire l'ultimo parametro rimasto incognito della trattazione, il fattore di intensificazione delle tensioni K_I .

Dalla seconda ipotesi si aveva

$$Z_I = \frac{g(z)}{[(z+a)(z-a)]^{1/2}} + B$$

nella quale, grazie alla soluzione trovata da Muskhelishvili, Westergaard riesce ad assegnare alla funzione $g(z)$ la seguente espressione:

$$g(z) = \sigma z \quad z \in \mathbb{C}$$

in cui la tensione σ è quella agente all'infinito in direzione ortogonale alla fessura e che, come si vedrà più avanti, consiste proprio nella causa della propagazione della stessa.

A fronte della suddetta ipotesi sulla funzione reale $g(z)$, la funzione potenziale complesso diventa pari a

$$Z_I = \frac{\sigma z}{[(z+a)(z-a)]^{1/2}} + B$$

Questa deve soddisfare le condizioni al contorno all'infinito in cui sono presenti le condizioni di carico viste prima. Calcolando quindi il limite per $z \rightarrow \infty$ deve valere

$$\lim_{z \rightarrow \infty} \sigma_x = k\sigma$$

$$\lim_{z \rightarrow \infty} \sigma_y = \sigma$$

$$\lim_{z \rightarrow \infty} \tau_{xy} = 0$$

che consistono nelle sollecitazioni agenti viste all'inizio della trattazione (Figura 38).

Esplicitando la funzione Z_I all'interno del campo tensionale si ottiene

$$\lim_{z \rightarrow \infty} \sigma_x = \lim_{z \rightarrow \infty} (\Re Z_I - y \Im Z_I' + B) = \sigma + 2B$$

$$\lim_{z \rightarrow \infty} \sigma_y = \lim_{z \rightarrow \infty} (\Re Z_I + y \Im Z_I' - B) = \sigma$$

$$\lim_{z \rightarrow \infty} \tau_{xy} = \lim_{z \rightarrow \infty} (-y \Re Z_I') = 0$$

Risulta che l'unica componente che non soddisfa le condizioni all'infinito è la σ_x . Si impone allora

$$\sigma + 2B = k\sigma$$

dalla quale è possibile esplicitare il valore della variabile reale B :

$$B = \frac{1}{2}\sigma(k - 1)$$

Si dimostra in questo modo che la funzione potenziale Z_I possiede l'importante proprietà di soddisfare le condizioni al contorno all'infinito della lastra. È chiaro che, nel caso in cui quest'ultima fosse di dimensioni finite, le condizioni sarebbero quelle ai bordi. Il k all'interno dell'espressione della variabile B è il fattore moltiplicativo della tensione collineare alla fessura, come da geometria descritta all'inizio della trattazione e mostrata in Figura 38. Si osserva infatti che, ponendo $k = 1$, si ottiene $B = 0$ corrispondente al caso del criterio energetico di Griffith con stato tensionale di tipo biassiale, isotropo e uniforme all'infinito.

A questo punto il problema elastico può essere considerato completamente risolto date tutte le condizioni al contorno, soddisfatte sia sulla fessura che all'infinito, e a fronte della relazione che lega la funzione $g(z)$ con il fattore K_I , il quale può essere ora compiutamente definito. Dalla seconda ipotesi all'apice della fessura valeva

$$\frac{g(a)}{\sqrt{a}} = \frac{K_I}{\sqrt{\pi}}$$

dove, esplicitando il valore della funzione $g(a) = \sigma a$

$$K_I = \sigma\sqrt{\pi a}$$

Questa consiste nell'espressione del fattore di intensificazione delle tensioni per Modo I, nella quale la tensione σ è quella agente in direzione ortogonale alla fessura e a è la semi-lunghezza della fessura. Il fattore moltiplicativo k della tensione collineare alla fessura non entra nell'espressione del K_I , a prova del fatto che solo la tensione perpendicolare comporta la singolarità tensionale, mentre invece quella parallela non riveste lo stesso ruolo.

Come si vedrà meglio nel proseguo della trattazione e, nello specifico, a riguardo dell'implementazione del modello al caso in studio, il parametro K_I è funzione della geometria e delle condizioni al contorno sia tensionali che vincolari. Al variare della geometria e delle condizioni al contorno è possibile "adattare" l'espressione del K_I attraverso l'introduzione di una funzione di forma adimensionale, espressa in termini del rapporto a/b , compreso tra 0 (sezione totalmente integra) e 1 (sezione completamente fratturata) e che consiste nella profondità relativa della fessura; nella quale a rappresenta l'altezza della fessura, mentre b è l'altezza della sezione totale, come è descritto in Figura 41.

$$K_I = f\left(\frac{a}{b}\right)\sigma\sqrt{\pi a}$$

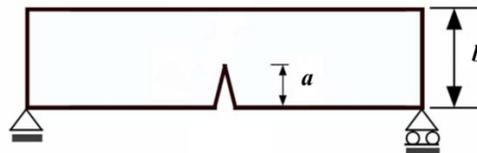


Figura 41: Profondità relativa della fessura a/b

In questo senso il fattore di intensificazione delle tensioni K_I è l'unico parametro che descrive il comportamento tensionale nell'intorno della fessura, nota la quale, tramite la funzione di forma opportuna, si definisce il fattore K_I specifico e si può analizzare la singolarità tensionale all'estremità. Infatti, ciò che rende il modello di Westergaard così potente e di notevole valenza per la successiva teoria di Irwin, è proprio il fatto che il K_I diventa l'unico parametro che definisce univocamente lo stato tensionale e che descrive la situazione all'estremità della fessura.

L'influenza degli effetti dimensionali, compresa solo negli ultimi decenni, entra in gioco a causa delle insolite dimensioni del fattore K_I pari a $[F][L]^{-3/2}$. Dal rapporto con la resistenza classica, di dimensioni $[F][L]^{-2}$, risulta l'effetto di scala $[L]^{1/2}$. Pertanto, il fattore di

intensificazione delle tensioni K_I non è una tensione o una resistenza, al più può essere visto come una tensione generalizzata o normalizzata. Notare che lo stesso discorso può essere applicato considerando l'energia di frattura G_F , contenuta nel criterio energetico di Griffith, caratterizzata da dimensioni pari a $[F][L]^{-1}$ (dedotte dalla relazione di Irwin vista nel Paragrafo 4.1), la quale può essere considerata anch'essa come una resistenza generalizzata. Allora, sia in senso tensionale sia in senso energetico gli effetti di scala hanno origine da questo fattore.

4.2.2. Modo II (Taglio)

Sin ora la trattazione analizzata ha riguardato il Modo I, ovvero considerando la fessura che propaga in direzione collineare al proprio asse a seguito di una sollecitazione di apertura. Di seguito si vedrà come cambia il discorso facendo riferimento ad una fessura sollecitata in Modo II, di scorrimento sul piano, con stato tensionale di Taglio all'infinito. La geometria è riportata in Figura 42.

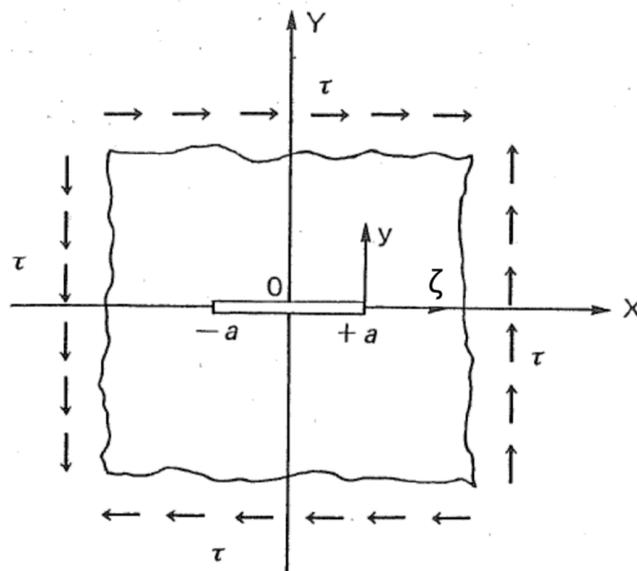


Figura 42: Modello di Westergaard per Modo II

La trattazione è analoga a quella del Modo I. Le ipotesi principali sono 3, fino ad arrivare a definire la singolarità tensionale a meno del fattore di intensificazione delle tensioni per Modo II K_{II} , unica incognita. Nella prima ipotesi, estrapolata sempre dalla teoria di Muskhelishvili, si ipotizza la funzione di Airy per Modo II, Φ_{II} . Si definiscono quindi le componenti del campo tensionale derivando la funzione di Airy assunta. La seconda ipotesi è relativa alle condizioni al contorno sulle facce della fessura, grazie alla quale si determina una forma precisa del potenziale complesso Z_{II} . La terza ipotesi, sempre in maniera simile al Modo I, riguarda le condizioni al contorno all'infinito, volte a definire il fattore di intensificazione delle tensioni per modo II K_{II} , parametro centrale della trattazione.

- Prima Ipotesi (Modo II)

Con assegnato stato di taglio all'infinito si può trattare il problema con una funzione di Airy Φ_{II} proposta dalla teoria di Muskhelishvili, in questo caso più semplice rispetto all'analogia del Modo I.

$$\Phi_{II} = -y\Re\bar{Z}_{II}$$

Dalla funzione di Airy Φ_{II} , per doppia derivazione, si definiscono le componenti dello stato tensionale σ_x , σ_y , τ_{xy} .

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \frac{\partial^2 \Phi_{II}}{\partial y^2} = \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial \Phi_{II}}{\partial y} \right) = \frac{\partial}{\partial y} (-\Re\bar{Z}_{II} + y\Im Z_{II}) = 2\Im Z_{II} + y\Re Z'_{II} \\ \sigma_y &= \frac{\partial^2 \Phi_{II}}{\partial x^2} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \Phi_{II}}{\partial x} \right) = \frac{\partial}{\partial x} (-y\Re Z_{II}) = -y\Re Z'_{II} \\ \tau_{xy} &= -\frac{\partial^2 \Phi_{II}}{\partial x \partial y} = -\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \Phi_{II}}{\partial y} \right) = -\frac{\partial}{\partial x} (-\Re\bar{Z}_{II} + y\Im Z_{II}) = \Re Z_{II} - y\Im Z'_{II}\end{aligned}$$

- Seconda Ipotesi (Modo II)

Le condizioni al contorno sulla fessura che portano alla singolarità sono le stesse viste per il Modo I. Con riferimento alla geometria raffigurata in Figura 42 si ha:

$$\text{per } \begin{cases} y = 0 \\ -a < x < a \end{cases} \quad \sigma_y = \tau_{xy} = 0$$

Queste risultano soddisfatte dalla stessa funzione potenziale visto nel Modo I ma con funzione reale $f(z)$ in luogo di $g(z)$.

$$Z_{II} = \frac{f(z)}{[(z+a)(z-a)]^{1/2}} \quad \forall z \in \mathbb{C}$$

In analogia a quanto visto per il Modo I, si applica lo stesso cambio di variabile con $z = \zeta + a$. La funzione potenziale diventa quindi

$$Z_{II} = \frac{f(\zeta + a)}{[(\zeta + 2a)(\zeta)]^{1/2}}$$

che nell'apice destro della fessura ($\zeta = 0$) è pari a

$$Z_{II} = \frac{f(a)/(2a)^{1/2}}{\zeta^{1/2}}$$

Ponendo quindi

$$\frac{f(a)}{\sqrt{a}} = \frac{K_{II}}{\sqrt{\pi}}$$

si trova la funzione potenziale complesso in termini del fattore di intensificazione delle tensioni per Modo II, K_{II} .

$$Z_{II} = \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi\zeta}}$$

Il problema è ora funzione del fattore K_{II} che dovrà essere definito dalle condizioni all'infinito assunte nella terza ipotesi.

- Terza Ipotesi (Modo II)

Perché le condizioni all'infinito, ovvero le condizioni di carico agenti, siano soddisfatte, deve risultare

$$\lim_{z \rightarrow \infty} \sigma_x = 0$$

$$\lim_{z \rightarrow \infty} \sigma_y = 0$$

$$\lim_{z \rightarrow \infty} \tau_{xy} = \tau$$

La funzione che verifica tutte e tre le condizioni è la funzione potenziale Z_{II} nella quale, in perfetta analogia al Modo I, si assume

$$f(z) = \tau z$$

trovando così

$$Z_{II} = \frac{\tau z}{[(z+a)(z-a)]^{1/2}} \quad \forall z \in \mathbb{C}$$

Poiché valeva la relazione tra la funzione reale $f(a)$ e il fattore di intensificazione delle tensioni K_{II}

$$\frac{f(a)}{\sqrt{a}} = \frac{K_{II}}{\sqrt{\pi}}$$

esplicitando $f(a)$ si ottiene

$$\frac{\tau a}{\sqrt{a}} = \frac{K_{II}}{\sqrt{\pi}}$$

Allora il fattore di intensificazione delle tensioni per Modo II ha la seguente espressione:

$$K_{II} = \tau\sqrt{\pi a}$$

che, in maniera simile alla trattazione per Modo I, risulta sempre proporzionale alla sollecitazione applicata e alla geometria. È mantenuta chiaramente la medesima dimensione fisica, $[F]/[L]^{-3/2}$.

In coordinate polari, analogamente a quanto visto per il Modo I, le componenti del campo tensionale σ_x , σ_y , τ_{xy} si trovano applicando gli sviluppi trigonometrici dei numeri complessi. Si ricavano le seguenti espressioni:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \begin{Bmatrix} -\sin \frac{\vartheta}{2} \left(2 + \cos \frac{\vartheta}{2} \cos \frac{3}{2}\vartheta \right) \\ \sin \frac{\vartheta}{2} \cos \frac{\vartheta}{2} \cos \frac{3}{2}\vartheta \\ \cos \frac{\vartheta}{2} \left(1 - \sin \frac{\vartheta}{2} \sin \frac{3}{2}\vartheta \right) \end{Bmatrix}$$

Queste consistono nelle espressioni dell'andamento tensionale in prossimità dell'apice della fessura per il Modo II di sollecitazione, espresse in coordinate polari e riferite al sistema di coordinate descritto in Figura 40. Anche per il Modo II, come si può osservare, le componenti sono caratterizzate dalla medesima singolarità $r^{-1/2}$, presente unicamente per la parte radiale. Il K_{II} rimane l'unico parametro che descrive il comportamento tensionale all'estremità della fessura.

4.2.3. Cenni al Modo III (Strappo o Taglio fuori dal piano)

Questo caso esula dagli obiettivi del lavoro di tesi ma per completezza di trattazione si riportano le espressioni dello stato tensionale calcolato all'apice della fessura sollecitata in Modo III.

$$\begin{Bmatrix} \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} = \frac{K_{III}}{\sqrt{2\pi r}} \begin{Bmatrix} \sin \frac{\vartheta}{2} \\ \cos \frac{\vartheta}{2} \end{Bmatrix}$$

Nelle quali l'espressione del fattore di intensificazione delle tensioni, in analogia ai primi due Modi, è pari a

$$K_{III} = \tau\sqrt{\pi a}$$

4.3. Studio della Frattura per Modo Misto e Criterio di Diramazione

Con l'approccio di Westergaard si trattano, in genere separatamente, le fratture di Modo I e quelle di Modo II. Nella realtà è possibile che possano esistere delle fessure sollecitate

simultaneamente per Modo I e per Modo II, quindi per apertura e per taglio. In questi casi si può dire che, in fase elastica, la sovrapposizione degli effetti consente il calcolo simultaneo delle azioni derivanti dalle sollecitazioni di *opening* e di *sliding*. In questa generalizzazione del modello di Modo Misto la geometria presa come riferimento è la classica lastra infinita soggetta ad un intaglio avente lunghezza $2a$, centrato rispetto agli assi e nella quale, a differenza dei Modi visti in precedenza, sono presenti tutte le componenti di sollecitazione: σ , $k\sigma$, τ ; come mostrato in Figura 43.

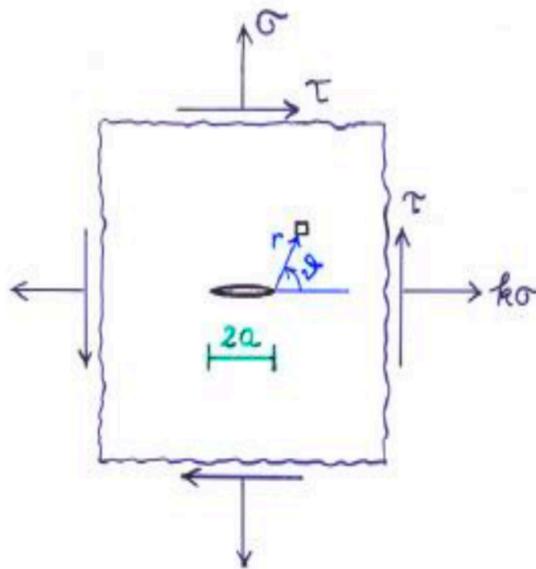


Figura 43: Modello di Westergaard per Modo Misto

La principale differenza rispetto ai Modi classici visti è la propagazione della fessura che, nel Modo Misto non avviene più collinearmente ma ad angolo, secondo le direzioni principali. Il vettore delle componenti di sollecitazione $\{\sigma\} = \{\sigma_x \sigma_y \tau_{xy}\}$ è definito dall'applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti tra il Modo I e il Modo II, con la seguente espressione:

$$\{\sigma\} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \{f_I(\vartheta)\} + \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \{f_{II}(\vartheta)\}$$

nella quale $f_I(\vartheta)$ e $f_{II}(\vartheta)$ sono funzioni angolari; le espressioni dei fattori di intensificazione delle tensioni K_I e K_{II} sono date rispettivamente dalle

$$K_I = \sigma\sqrt{\pi a}$$

$$K_{II} = \tau\sqrt{\pi a}$$

Il campo tensionale, espresso in coordinate polari e in perfetta analogia con i relativi Modi singoli, contiene la classica singolarità tensionale di tipo $r^{-1/2}$.

4.3.1. Criterio della Massima Tensione Circonferenziale

Un criterio molto utile per lo studio dell'interazione tra i modi di sollecitazione della fessura è quello della massima tensione circonferenziale di Erdogan e Sih. Come già evidenziato, nel Modo misto la fessura non propaga più in direzione collineare al suo asse, come avviene nel Modo I ad esempio, ma si avrà un nuovo tipo di propagazione che può essere studiato attraverso questo criterio. La nuova direzione di propagazione dipenderà dal tipo di sollecitazione e quindi dal contributo del Modo I e da quello del Modo II. Secondo Erdogan e Sih la frattura propaga, a partire dal suo apice, nella direzione normale a quella della massima tensione circonferenziale, tensione definita per mezzo dei cerchi di Mohr.

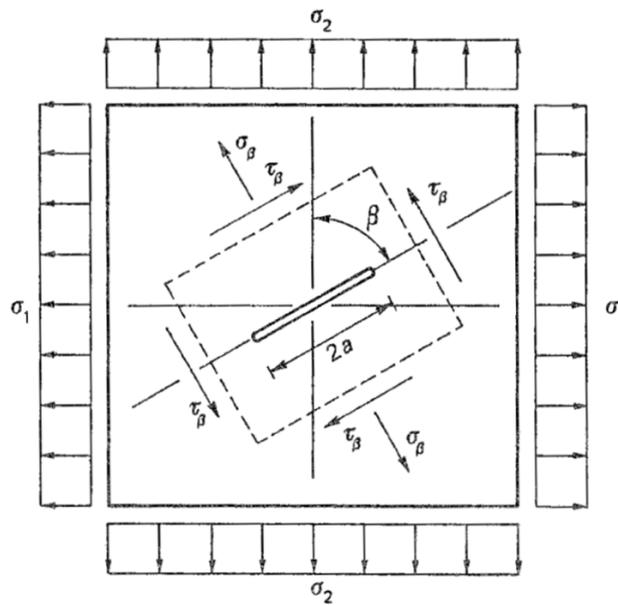


Figura 44: Lastra soggetta a sforzo biassiale e fessura inclinata di β rispetto alla verticale

Come mostrato in Figura 44, si considera una lastra sollecitata da sforzo biassiale con due tensioni diverse σ_1 e σ_2 . La lastra è soggetta ad una fessura inclinata, rispetto all'asse verticale, di un angolo β . Possono essere definiti separatamente i fattori di intensificazione degli sforzi K_I e K_{II} . Le tensioni σ_β e τ_β , relative agli assi della fessura inclinati dell'angolo β , sono definite attraverso il cerchio di Mohr con le seguenti formulazioni:

$$\sigma_\beta = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\beta \quad [\text{Eq. 1}]$$

$$\tau_\beta = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{2} \sin 2\beta \quad [\text{Eq. 2}]$$

I relativi fattori di intensificazione degli sforzi sono dati quindi dalle:

$$K_I = \sigma_\beta \sqrt{\pi a} \quad [\text{Eq. 3}]$$

$$K_{II} = \tau_{\beta} \sqrt{\pi a} \quad [\text{Eq. 4}]$$

Dove il K_I dipende dalla sollecitazione di apertura σ_{β} , il K_{II} dalla sollecitazione di taglio-scorrimento τ_{β} . Esplicitando nelle [Eq. 3] ed [Eq. 4], le [Eq. 1] ed [Eq. 2] e impostando il parametro $m = \frac{\sigma_1}{\sigma_2}$, si possono formulare i fattori K_I e K_{II} in funzione della sola tensione verticale σ_2 , oltre che del rapporto m e dell'angolo di inclinazione della fessura β .

$$K_I = \sigma_2 \sqrt{\pi a} [m + (1 - m) \sin^2 \beta] \quad [\text{Eq. 5}]$$

$$K_{II} = \sigma_2 \sqrt{\pi a} [(1 - m) \sin \beta \cos \beta] \quad [\text{Eq. 6}]$$

La propagazione avrà luogo se e soltanto se la combinazione del K_I e del K_{II} supera i rispettivi valori critici K_{IC} e K_{IIC} . Per l'applicazione del criterio di Erdogan e Sih si considerano le espressioni del campo tensionale alla Westergaard viste nel Paragrafo 4.2 ma trasformate ora in coordinate polari con riferimento al sistema di riferimento mostrato in Figura 45.

$$\sigma_{\theta} = \frac{1}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} \left[K_I \cos^2 \frac{\theta}{2} - \frac{3}{2} K_{II} \sin \theta \right] \quad [\text{Eq. 7}]$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\theta}{2} [K_I \sin \theta + K_{II} (3 \cos \theta - 1)] \quad [\text{Eq. 8}]$$

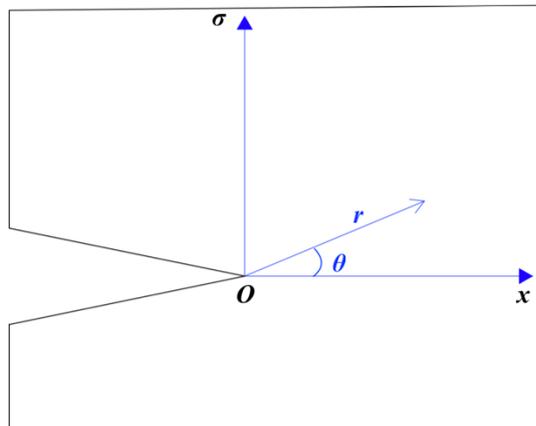


Figura 45: Sistema di riferimento in coordinate polari all'apice della fessura

L'angolo di diramazione θ indica la direzione di propagazione della fessura. Per determinarlo si impone la condizione di stazionarietà della tensione circonferenziale:

$$\frac{\partial \sigma_{\theta}}{\partial \theta} = -\frac{3}{4\sqrt{2\pi r}} [K_I \sin \theta + K_{II} (3 \cos \theta - 1)] \cos \frac{\theta}{2} = -\frac{3}{2} \tau_{r\theta} = 0 \quad [\text{Eq. 9}]$$

L'espressione [Eq. 9] restituisce due casi, tra i quali di interesse è quello che mette in relazione tra loro il Modo I e il Modo II:

$$K_I \sin \theta + K_{II} (3 \cos \theta - 1) = 0 \quad [\text{Eq. 10}]$$

Mettendo a confronto la [Eq. 10] appena trovata con la [Eq. 5] ed [Eq. 6] si ottiene una relazione tra gli angoli di inclinazione β e di diramazione θ della fessura.

$$2(1 - m) \sin 2\beta \left(\tan \frac{\theta}{2} \right)^2 - 2[m + (1 - m) \sin^2 \beta] \left(\tan \frac{\theta}{2} \right) - (1 - m) \sin 2\beta = 0 \quad [\text{Eq. 11}]$$

Questa rappresenta l'equazione di un fascio di curve nel piano β - θ al variare del rapporto m tra le tensioni biassiali σ_1 e σ_2 .

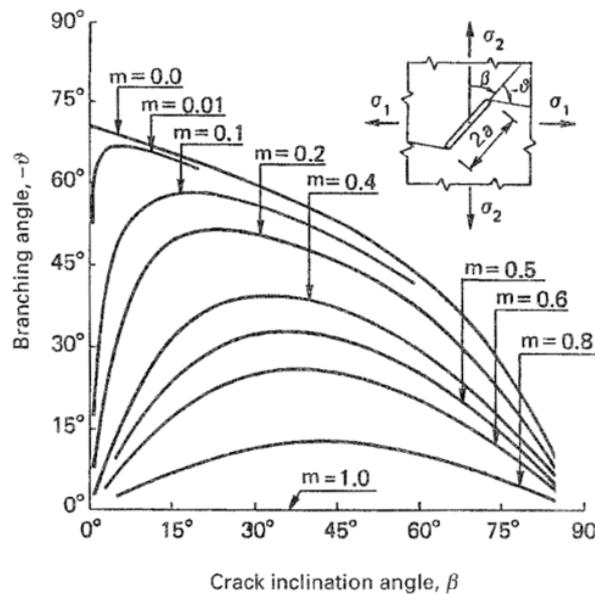


Figura 46: Legame tra angolo di inclinazione β e angolo di diramazione θ della fessura

Il diagramma in Figura 46 fornisce uno strumento operativo per determinare la tipologia di diramazione della fessura. Deve essere noto il rapporto m , quindi le tensioni biassiali di sollecitazione e l'angolo β di inclinazione della fessura; dopodiché si accede al grafico dall'asse delle ascisse, si sale fino a incrociare la curva corrispondente al rapporto m dato, infine ci si sposta verso sinistra sull'asse delle ordinate per leggere il valore di θ , l'angolo di diramazione della fessura.

Un'osservazione importante è che il diagramma dà un'informazione circa la direzione di propagazione della cricca, mentre non dice nulla riguardo l'avvenuta o meno effettiva propagazione. Infatti, non vi è nessun riferimento ai valori critici dei fattori di intensificazione delle tensioni K_{IC} e K_{IIC} , tenacità del materiale.

Per verificare se effettivamente avviene o meno la propagazione, ci si riferisce ad un secondo diagramma, basato sempre sulla teoria di Westergaard, nel quale eseguire la comparazione tra i fattori di intensificazione K_I , K_{II} e i rispettivi valori critici K_{IC} , K_{IIC} . Se il valore critico viene superato, o raggiunto, allora la propagazione della fessura ha luogo.

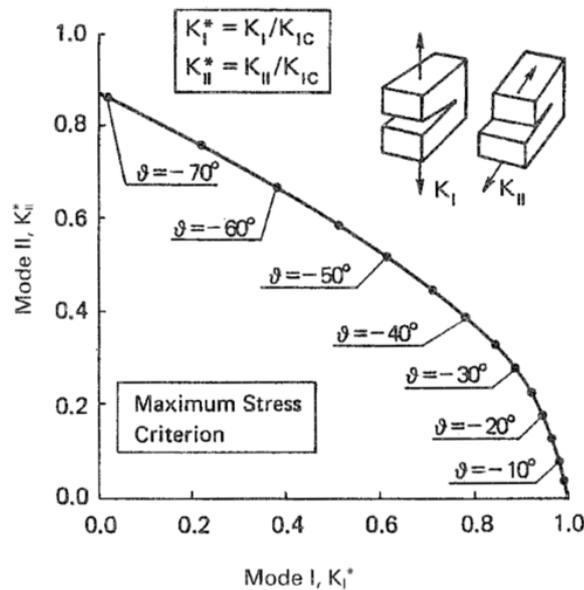


Figura 47: Verifica dell'effettiva propagazione della fessura in Modo Misto

Nel nuovo diagramma, mostrato in Figura 47, si riportano i fattori di intensificazione degli sforzi K_I^* , K_{II}^* adimensionalizzati entrambi rispetto al fattore critico K_{IC} . È dunque unicamente il Modo I che fa da fattore comune (motivo per il quale sull'asse delle ordinate il valore massimo non è 1).

$$K_I^* = \frac{K_I}{K_{IC}} ; K_{II}^* = \frac{K_{II}}{K_{IC}}$$

Il valore dell'angolo di diramazione θ , definito nel primo diagramma, diventa ora parametro di input per il secondo: a partire dal punto corrispondente al valore di θ , si tracciano le normali agli assi e si definiscono i rispettivi rapporti. Perché la propagazione da virtuale diventi reale, la verifica dei valori critici deve essere soddisfatta contemporaneamente. Il valore critico del fattore di intensificazione degli sforzi ha la classica espressione nota dalla teoria di Westergaard:

$$K_{IC} = \sigma_\theta \sqrt{2\pi r}$$

4.4. Studio del Meccanismo di Rottura per Punzonamento

Il pericolo di collasso per punzonamento sussiste nelle piastre con appoggio o carico puntiforme. Ovvero, esso può dipendere da un carico concentrato o da una reazione agente su un'area relativamente piccola di una piastra o di una fondazione, genericamente definita "area caricata".

Per bassi valori del carico le dilatazioni tangenziali sono maggiori di quelle radiali; ed è per tale motivo che si producono dapprima, in fase di esercizio, delle fessurazioni radiali

inclinate di circa 30-35° attorno alla zona di impronta del carico; mentre solo agli stadi superiori di carico si generano alcune fessurazioni circonferenziali e quindi il distacco della porzione, come viene mostrato in Figura 48.

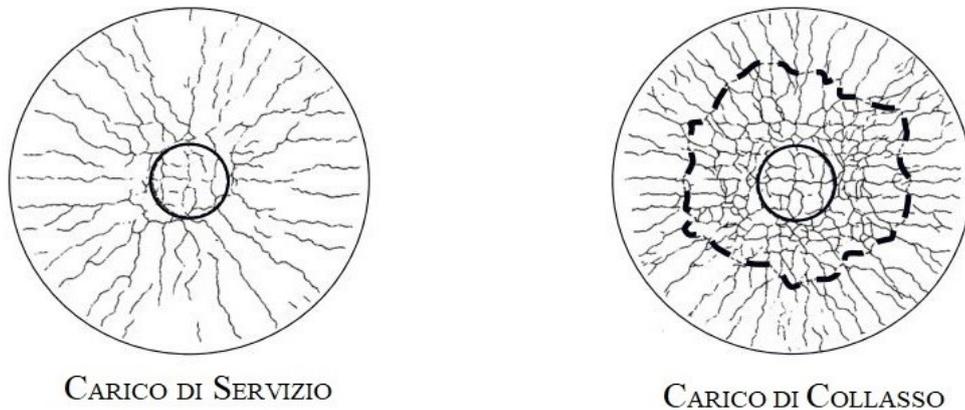


Figura 48: Meccanismo di Rottura per Punzonamento in fase di esercizio e in fase di collasso e relativa disposizione delle fessure

4.4.1. Modello di verifica a punzonamento e perimetri di controllo

La rottura per punzonamento, indotta dall'applicazione di una forza concentrata (o una reazione) distribuita su una superficie limitata, è molto pericolosa in quanto generata da Taglio e dunque di tipo fragile. Inoltre, le fessure che si creano e che contribuiscono a segnalare il fenomeno nella struttura sono posizionate in genere in zone poco visibili (si consideri ad esempio il caso dell'estradosso di un solaio); il fenomeno risulta così di difficile individuazione. Al momento della formazione di una potenziale fessura, verrebbero a crearsi due situazioni:

- $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$: l'elemento strutturale resiste anche privo dell'armatura specifica a taglio. Dal meccanismo resistente a Taglio è noto come $V_{Rd,c}$ dipenda dall'armatura longitudinale presente grazie alla quale si risolve il problema del punzonamento, a questo punto di tipo bidimensionale visti i due ordini di armature (nelle due direzioni x e y);
- $V_{Ed} > V_{Rd,c}$: l'elemento strutturale da solo non è in grado di resistere alla sollecitazione agente; è necessario dunque l'apporto di specifiche armature di cucitura delle fessure che si vengono a creare.

Il meccanismo è assimilabile a quello resistente per Taglio, ora però il problema, di tipo bidimensionale, è più difficile da gestire.

Le nuove norme NTC del 2018 hanno introdotto alcune modifiche sulla verifica a punzonamento rispetto alla precedente normativa. Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 non veniva specificata la procedura di calcolo atta a eseguire la verifica delle piastre in calcestruzzo, ma c'erano solo indicazioni sul perimetro efficace da tenere in considerazione, lasciando al progettista la libertà della scelta del criterio di rottura. Nelle NTC 2008 si riporta

infatti: “[...] la resistenza al punzonamento deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace di piastra distante $2d$ dall’impronta caricata [...]”.

Le Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, oltre ad indicare il perimetro efficace da utilizzare nella verifica a punzonamento, specificano di far riferimento ai relativi paragrafi dell’Eurocodice EC2 per la verifica a punzonamento nel caso di elementi non armati a taglio (§6.4.4) e di elementi con la presenza di armature e taglio (§6.4.5). Uno stralcio è riportato in Figura 49.

4.1.2.3.5.4 Verifica al punzonamento

Solette piene, solette nervate a sezione piena sopra le colonne, e fondazioni devono essere verificate nei riguardi del punzonamento allo stato limite ultimo, in corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati.

In mancanza di un’armatura trasversale appositamente dimensionata, la resistenza al punzonamento deve essere valutata, utilizzando formule di comprovata affidabilità, sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo, intendendo la sollecitazione distribuita su di un perimetro efficace distante $2d$ dall’impronta caricata, con d altezza utile (media) della soletta.

Se, sulla base del calcolo, la resistenza a trazione del calcestruzzo sul perimetro efficace non è sufficiente per fornire la richiesta resistenza al punzonamento, vanno inserite apposite armature al taglio. Queste armature vanno estese fino al perimetro più esterno sul quale la resistenza a trazione del calcestruzzo risulta sufficiente. Per la valutazione della resistenza al punzonamento si può fare utile riferimento al § 6.4.4 della norma UNI EN1992-1-1 nel caso di assenza di armature al taglio, al § 6.4.5 della norma UNI EN1992-1-1 nel caso di presenza di armature al taglio.

Nel caso di fondazioni si adotteranno opportuni adattamenti del modello sopra citato.

Figura 49: Estratto del Paragrafo 4.1.2.3.5.4 delle Nuove NTC 2018

L’Eurocodice 2 cui si fa riferimento prevede che la verifica a punzonamento sia eseguita lungo dei perimetri definiti “perimetri efficaci” posti ad una certa distanza in funzione dell’altezza utile della sezione della piastra in calcestruzzo sollecitata, come illustrato nello schema in Figura 50, estratto dall’Eurocodice. L’altezza utile della sezione d è calcolata come la media delle altezze utili lungo le due direzioni x e y .

$$d = \frac{d_x + d_y}{2}$$

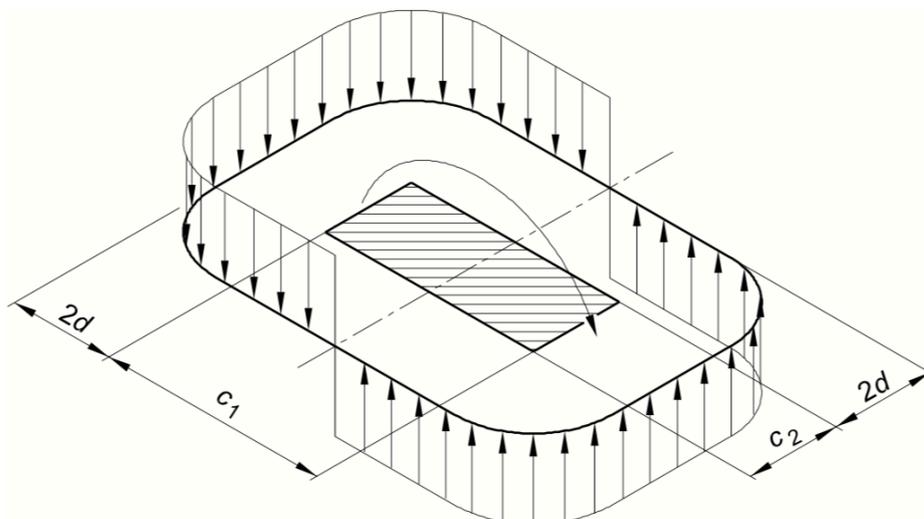


Figura 50: Schema di calcolo generico dell'EC2 e distribuzione delle tensioni tangenziali

La Verifica 6.47 dell'EC2 riguarda il “perimetro efficace” u_1 entro il quale la sollecitazione punzonante agente v_{Ed} deve necessariamente risultare minore della resistenza $v_{Rd,c}$ del solo calcestruzzo, in assenza di armatura specifica. Nella 6.53 dell'EC2 la verifica a punzonamento va eseguita rispetto al “perimetro a filo pilastro” u_2 . In questo caso il limite imposto è di tipo tensionale: l'azione punzonante v_{Ed} deve sottostare al valore della resistenza massima per punzonamento $v_{Rd,max}$. Nello specifico, la prima verifica (6.47) è eseguita su un perimetro di controllo ampliato che comporta quindi un'area maggiore e delle tensioni tangenziali inferiori, in quanto distribuite su una superficie più estesa. Nel caso in cui questa non risulti soddisfatta è necessario inserire delle apposite armature a taglio-punzonamento come proposto nel paragrafo 6.4.5 dell'EC2. Inoltre, qualora fossero richieste armature a taglio, occorre determinare un ulteriore perimetro $u_{out,ef}$ all'esterno del quale le armature non risultano più necessarie, come sarà precisato successivamente.

La tensione tangenziale sollecitante di calcolo v_{Ed} , come propone l'Eurocodice, viene calcolata come rapporto della forza di punzonamento V_{Ed} trasmessa e la superficie laterale del solido inscritto nel perimetro di verifica, amplificato di un coefficiente β . Nel caso della verifica a *filo pilastro*, la superficie laterale è calcolata come il prodotto $U_0 d$, dove U_0 è il perimetro a filo considerato e d l'altezza utile della sezione. Nel caso della verifica lungo il *perimetro efficace*, la superficie laterale è calcolata come il prodotto $U_1 d$, con U_1 perimetro efficace considerato e d altezza utile della sezione. Di seguito, in Figura 51, è riportata un'immagine raffigurante l'esempio di calcolo dei perimetri sopra descritti per un pilastro rettangolare di lati C_1 e C_2 .

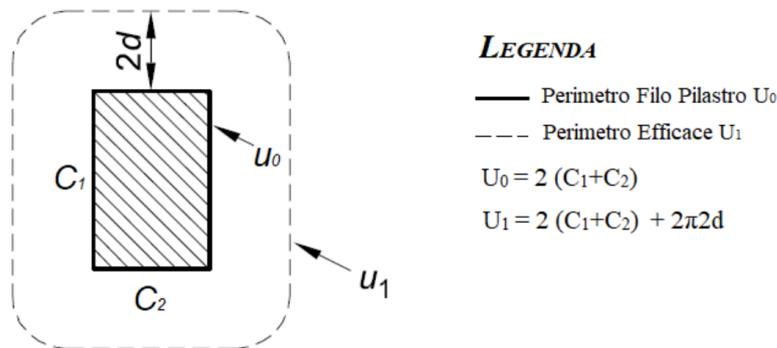


Figura 51: Esempio di calcolo dei perimetri di controllo

Il coefficiente amplificativo β delle tensioni tangenziali tiene conto dell'eventuale eccentricità della reazione del vincolo con riguardo al perimetro di controllo. A causa della reazione eccentrica l'elemento strutturale potrebbe trasmettere non solo sforzo normale ma anche momento flettente, con la conseguente modifica della distribuzione delle tensioni tangenziali. Visto l'onere computazionale dei coefficienti amplificativi, nel paragrafo 6.4.3 dell'Eurocodice si raccomanda di adottare una serie di valori approssimati in base alla disposizione del pilastro nella pianta della piastra in calcestruzzo, distinguendo pilastro interno, di bordo e d'angolo. Si assume che, per strutture in cui la stabilità laterale non dipende dall'interazione piastra-colonna e le cui luci delle travi adiacenti non differiscono più del 25%, il valore di β raccomandato è dato dallo schema in Figura 52:

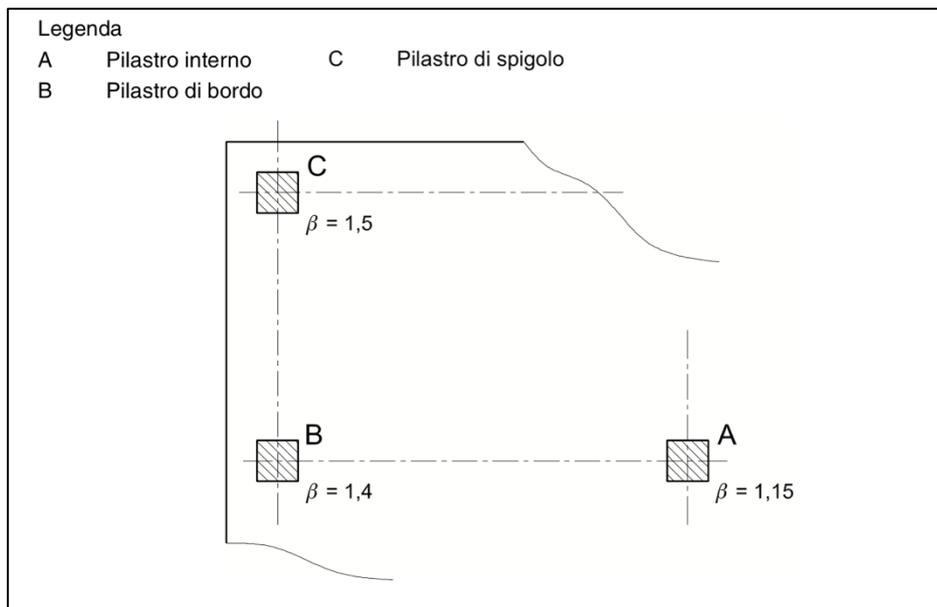


Figura 52: Valori del parametro amplificativo β raccomandati nel paragrafo 6.4.3 dell'EC2 in funzione della disposizione interna dei pilastri su una piastra in calcestruzzo

Sempre dal paragrafo 6.4.3 dell'EC2, si definiscono le seguenti tensioni di taglio di progetto (in N/mm^2 , o MPa) lungo le sezioni di verifica:

- $v_{Rd,c}$ è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata;
- $v_{Rd,cs}$ è il valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra dotata di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata;
- $v_{Rd,max}$ è il valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata.

Il caso in studio ricade nell'ambito delle piastre prive di armatura a taglio per il quale la resistenza a punzonamento è affidata ai meccanismi resistenti di un modello a pettine (ingranamento degli inerti, effetto spinotto, effetto pettine) analogo a quello resistente del meccanismo a taglio, come raccomanda al paragrafo 6.4.4 l'Eurocodice.

Tale resistenza è funzione dell'altezza utile d all'interno del coefficiente k (contributo dell'ingranamento degli inerti), della percentuale geometrica di armatura longitudinale ρ_L (contributo dell'effetto spinotto), calcolata come media tra le percentuali nelle direzioni x e y ; dalla resistenza caratteristica cilindrica f_{ck} (resistente alla sezione d'incastro) e dallo sforzo di compressione della piastra σ_{cp} . Tale resistenza dovrà essere superiore alla minima v_{MIN} del solo calcestruzzo.

4.4.2. Verifiche a Punzonamento secondo l'Eurocodice 2

Si espongono ora le due verifiche che l'Eurocodice prescrive di effettuare sulla resistenza a taglio-punzonamento dell'elemento strutturale.

Verifica 6.47 dell'EC2 sul perimetro efficace u_1 : l'armatura per il taglio-punzonamento non è necessaria se $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$. Il perimetro di verifica di base u_1 può generalmente essere collocato ad una distanza $2d$ dall'area caricata e nell'Eurocodice si raccomanda che sia definito come quello di minima lunghezza (Figura 53).

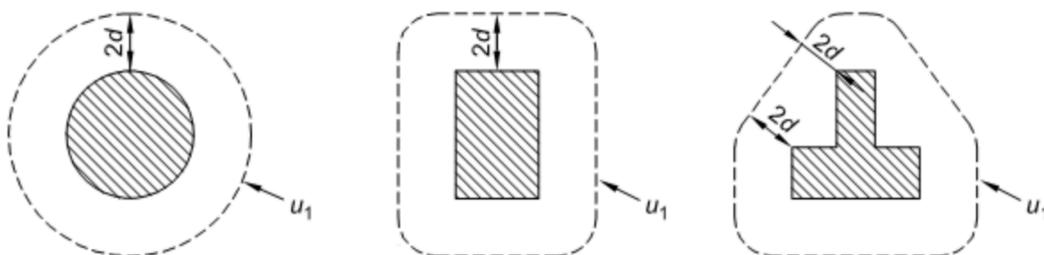


Figura 53: Perimetri di verifica di base tipici intorno ad aree caricate (Par. 6.4.2 dell'EC2)

La massima tensione di taglio punzonante per unità di lunghezza del perimetro di controllo u_1 vale:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d}$$

In assenza di armature di cucitura (spilli) la resistenza per unità di lunghezza valutata lungo il perimetro critico è pari a:

$$v_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c} k (100 \rho_L f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}; v_{MIN} + k_1 \sigma_{cp}\}$$

dove:

$C_{Rd,c}$: consiste in una sorta di tensione tangenziale resistente a taglio il cui valore raccomandato dall'Eurocodice (e a cui si uniformando le NTC) è dato dalla

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

k : rappresenta l'effetto scala con il quale si tiene conto del fatto per cui elementi strutturali privi di armatura a taglio e aventi altezza utile d alta manifestano una resistenza a taglio minore.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad d \text{ in mm}$$

ρ_L : consiste nella percentuale geometrica di armatura longitudinale tesa presente nell'elemento strutturale e disposta nelle due direzioni x e y .

$$\rho_L = \sqrt{\rho_{L,x} \rho_{L,y}} \leq 0,02$$

k_1 : parametro per il quale l'Eurocodice raccomanda un valore pari a 0.10 (le NTC lo assumono invece pari a 0,15).

$$k_1 = 0,10$$

σ_{cp} : è l'eventuale tensione normale di precompressione presente nel calcestruzzo.

Indipendentemente dalla percentuale di armatura presente, la resistenza a taglio-punzonamento non è mai inferiore a

$$v_{MIN} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

Verifica 6.53 dell'EC2 sul perimetro a filo pilastro u_0 : lungo il perimetro del pilastro, o quello dell'area caricata, si raccomanda che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata, cioè deve valere $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$.

La massima tensione di taglio punzonante per unità di lunghezza del perimetro di controllo u_0 vale:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_0 d}$$

in cui u_0 è definito in base alla configurazione geometrica riportata integralmente dall'EC2 nell'estratto in Figura 54.

$$\begin{aligned} u_0 & \text{ per un pilastro interno} & u_0 &= \text{sviluppo del perimetro del pilastro [millimetri]}, \\ & \text{per un pilastro di bordo} & u_0 &= c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1 \text{ [millimetri]}, \\ & \text{per un pilastro d'angolo} & u_0 &= 3d \leq c_1 + c_2 \text{ [millimetri]}; \end{aligned}$$

Figura 54: Espressioni consigliate dall'EC2 per il perimetro u_0 in base alla disposizione dei pilastri

La tensione massima resistente è definita mediante la resistenza di calcolo del calcestruzzo f_{cd} ed il coefficiente di Poisson ν che tiene conto dell'effetto di fessurazione:

$$v_{Rd,max} = 0,5 \nu f_{cd}$$

in cui

$$\begin{aligned} \nu &= 0,7 \left(1 - \frac{f_{ck}}{200} \right) \\ f_{cd} &= \alpha_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \end{aligned}$$

Non è necessario disporre di armature per punzonamento se:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

Quando v_{Ed} supera il valore di $v_{Rd,c}$ per l'area di controllo considerata, occorre disporre armature a punzonamento.

Come già visto prima, qualora fossero richieste armature a taglio, occorre determinare un ulteriore perimetro $u_{out,ef}$ all'esterno del quale le armature non risultano più necessarie. Questo corrisponde allo sviluppo della superficie di impronta oltre il quale la resistenza è soddisfatta dal solo calcestruzzo e vale:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta V_{E,d}}{v_{Rd,c} d}$$

L'Eurocodice raccomanda inoltre che il perimetro più lontano delle armature a taglio si collochi ad una distanza non maggiore di kd all'interno di u_{out} , come si mostra nell'estratto dell'EC2 in Figura 55 riferito alla configurazione più generale di pilastri interni.

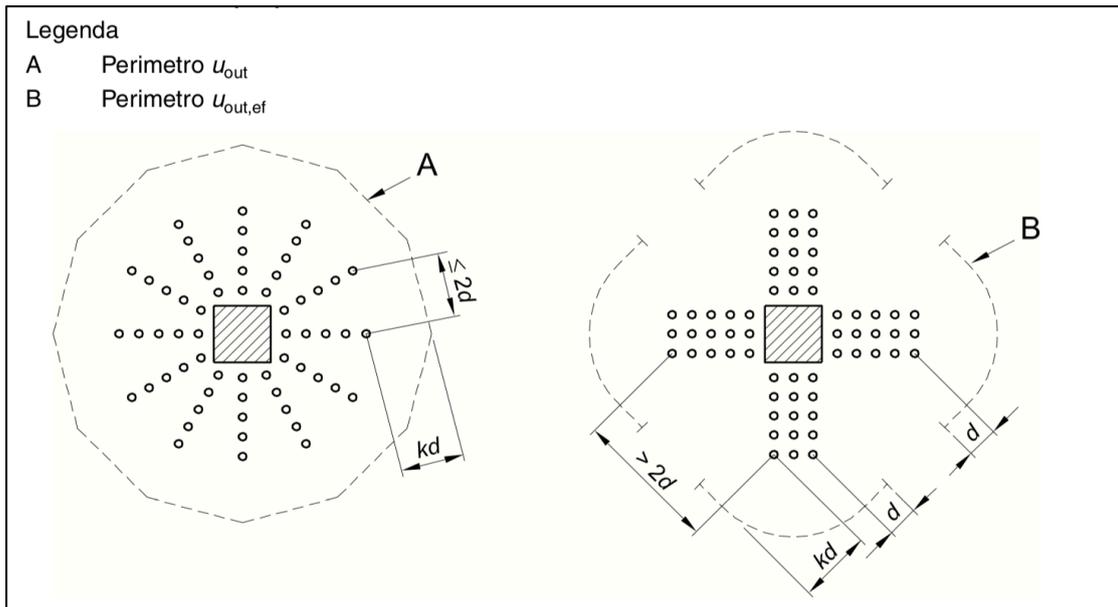


Figura 55: Perimetri di verifica u_{out} e $u_{out,ef}$ per pilastri interni (par. 6.4.5 dell'EC2)

4.5. Definizione della Geometria

La definizione della geometria è possibile tramite i progetti originari della conca, risalenti al 1959, ed essenzialmente sulla base delle misurazioni e delle analisi già riportate dai Consulenti Tecnici nelle proprie relazioni tecniche, a loro volta basate sulla citata documentazione originaria e sulle misurazioni e i rilievi direttamente effettuati in situ, come meglio precisato a seguire.

Sulla base delle indicazioni riportate dai Consulenti Tecnici nominati nel Procedimento e del sopralluogo effettuato, si perviene alla geometria dell'area coinvolta nel cedimento.

4.5.1. Geometria descritta dal CTPM

In sede di attività peritale del CTPM sono stati eseguiti alcuni rilievi laser a scansione, operazione concordata con le parti, per poter inquadrare meglio e in modo completo la struttura. Secondo quanto indicato, i rilievi, con le relative restituzioni grafiche in aggiunta alle misurazioni eseguite in loco, hanno consentito la ricostruzione della posizione del pancone e dell'area di contatto tra questo e il raccordo dell'acquedotto nella paratia della conca in calcestruzzo (Figura 56). In particolare, si evince che gli appoggi inferiori (i "piedini") poggiavano sulla parete solo in occasione degli svuotamenti, ovvero con la paratia non in perfetta posizione verticale. In questa circostanza l'appoggio poteva avvenire esclusivamente per contatto lineare dello spigolo del tubolare superiore al bordo della parete, data la limitata superficie di contatto acciaio-calcestruzzo in prossimità dell'imbocco dell'acquedotto, come da riscontro in Figura 57. Quando invece la paratia si trovava in posizione verticale, i profili inferiori non poggiavano alla parete laterale di imbocco dell'acquedotto. Ciò è illustrato chiaramente nella ricostruzione elaborata in Figura 58.

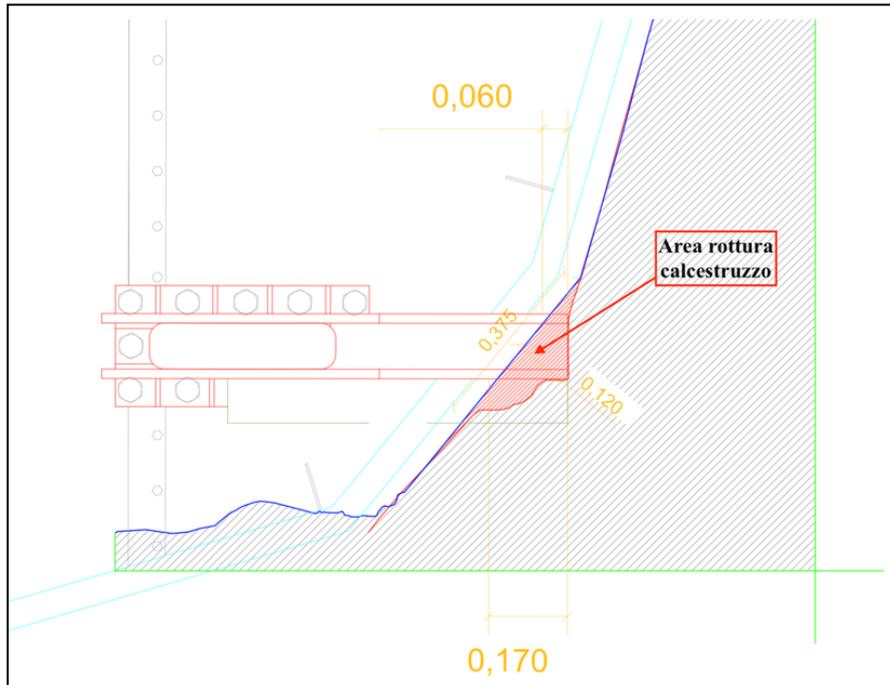


Figura 56: Elaborazione grafica a partire da quella redatta dal CTPM con in rosso la zona di rottura del cls (misure in metri)

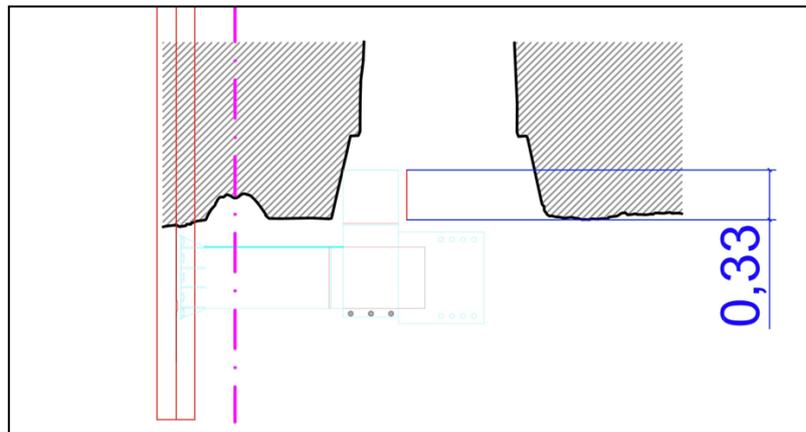


Figura 57: Elaborazione grafica a partire da quella redatta dal CTPM con particolare dell'appoggio del piedino inferiore visto dall'alto, estratto da rilievo laser scanner (misure in metri)

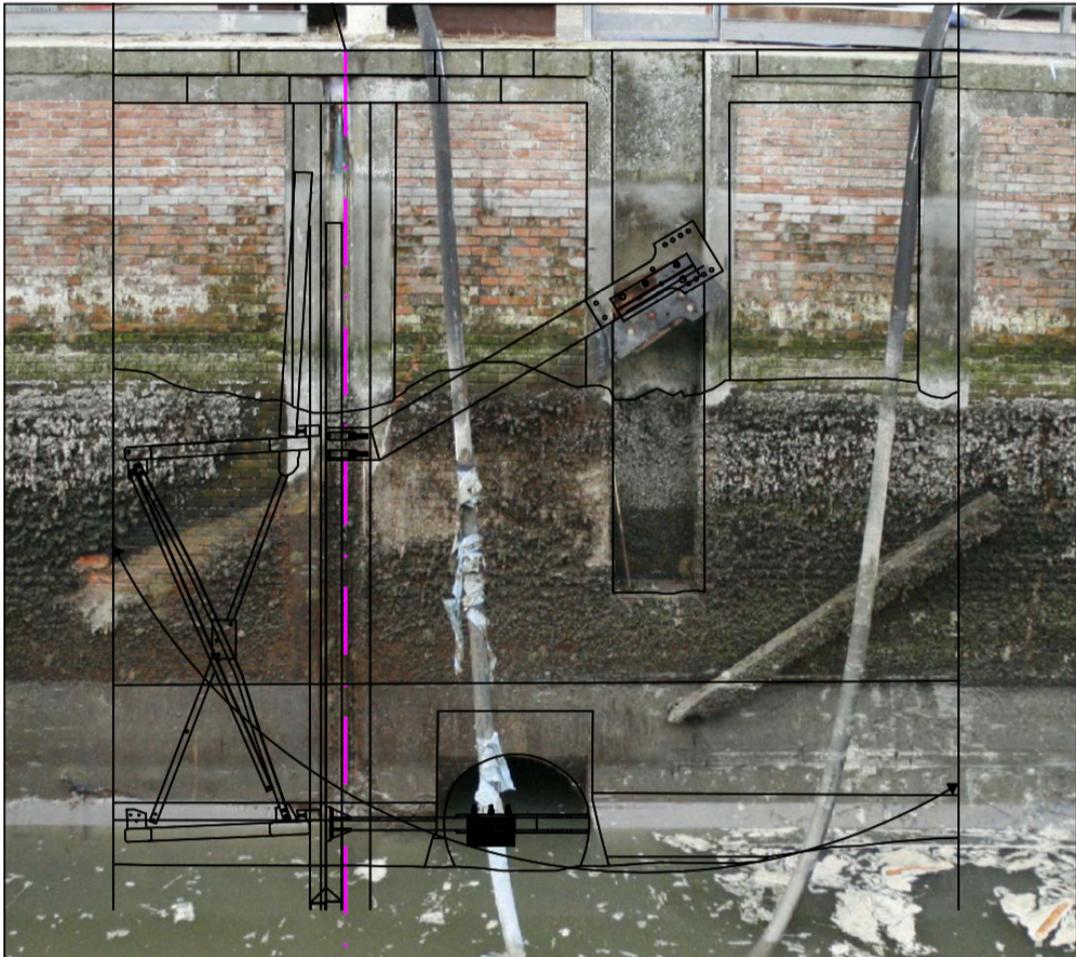


Figura 58: Ricostruzione della paratia in posizione verticale e piedini inferiori non poggianti alla parete laterale di imbocco dell'acquedotto

Nella relazione del CTPM è riportata la lunghezza massima dell'appoggio del piede inferiore alla parete di 23 cm e uno sviluppo dello spigolo dello stesso profilo tubolare di 3 cm, quindi un'area totale di contatto tra acciaio e calcestruzzo di soli 69 cm^2 , come mostrato nella ricostruzione grafica in Figura 59, raffigurante la porzione di pancone ancora presente in situ alla data del sopralluogo e nella quale si evidenzia la possibile superficie di contatto così come assunta dal CTPM. Si rileva come, in Figura 60, sia possibile notare effettivamente come geometricamente avrebbe dovuto poggiare prima lo spigolo superiore del piede metallico sulla paratia della conca, comportando dunque una tipologia di sollecitazione di spigolo e non planare.

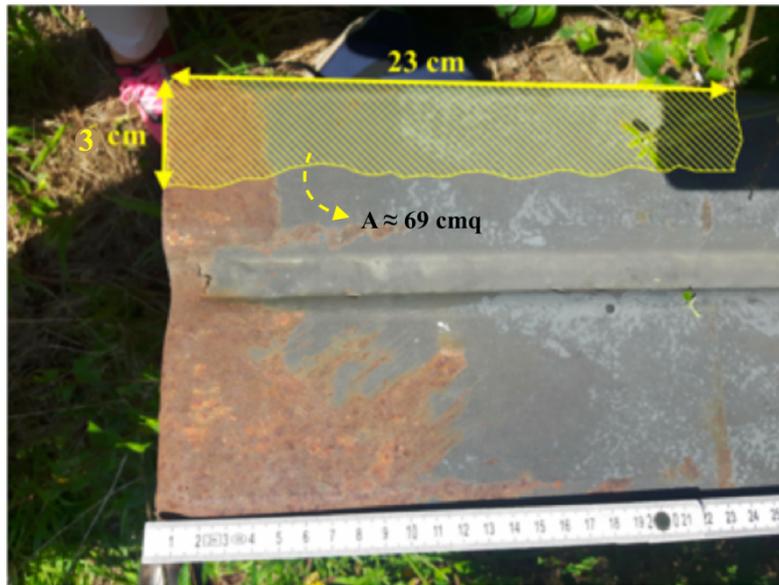


Figura 59: Superficie di contatto nel piede di appoggio considerata dal CTPM

La superficie di contatto tra il pancone metallico e il supporto in calcestruzzo, di forma rettangolare, è data dalla seguente:

$$A = 23 \cdot 3 = 69 \text{ cm}^2$$

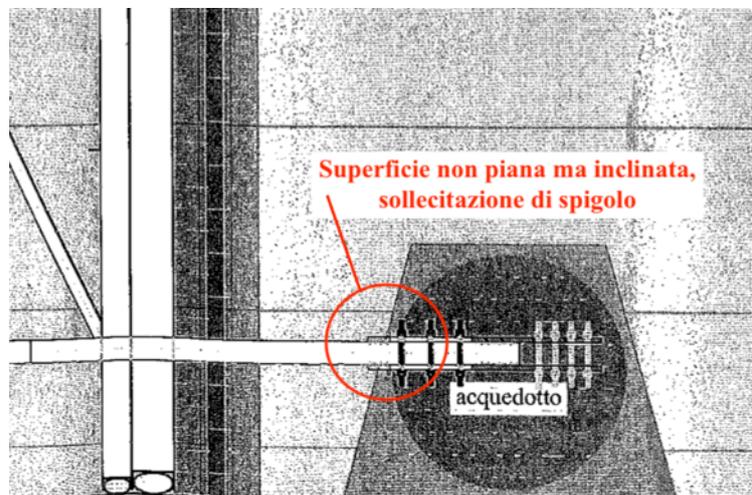


Figura 60: Particolare dell'appoggio del vincolo inferiore del pancone sulla parete dell'imbocco dell'acquedotto

La geometria della frattura del calcestruzzo, ricostruita mediante il rilievo laser a scansione riportata nella perizia del CTPM, è quella mostrata in Figura 61.

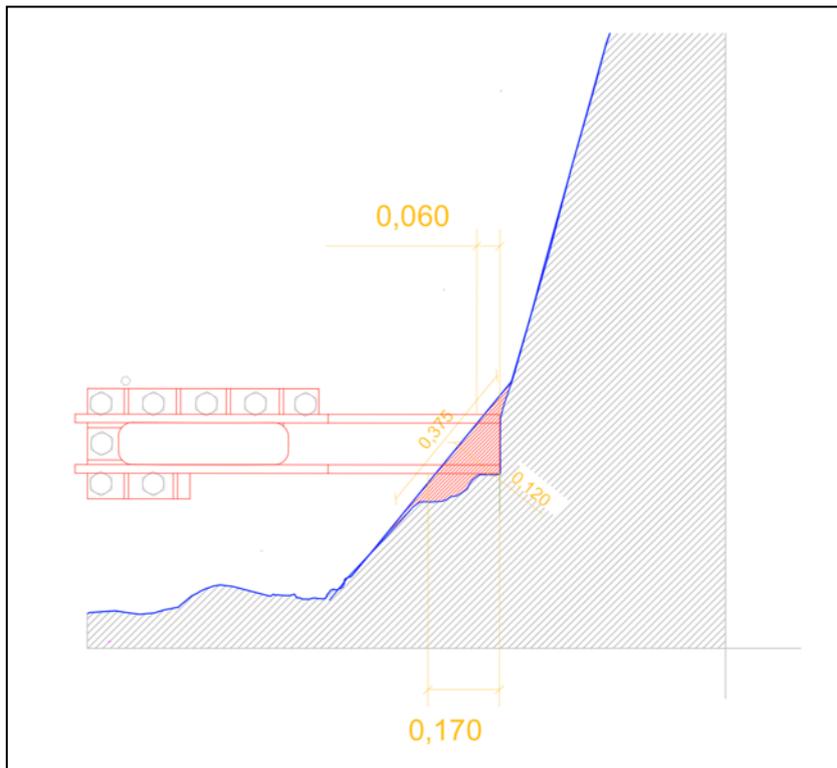
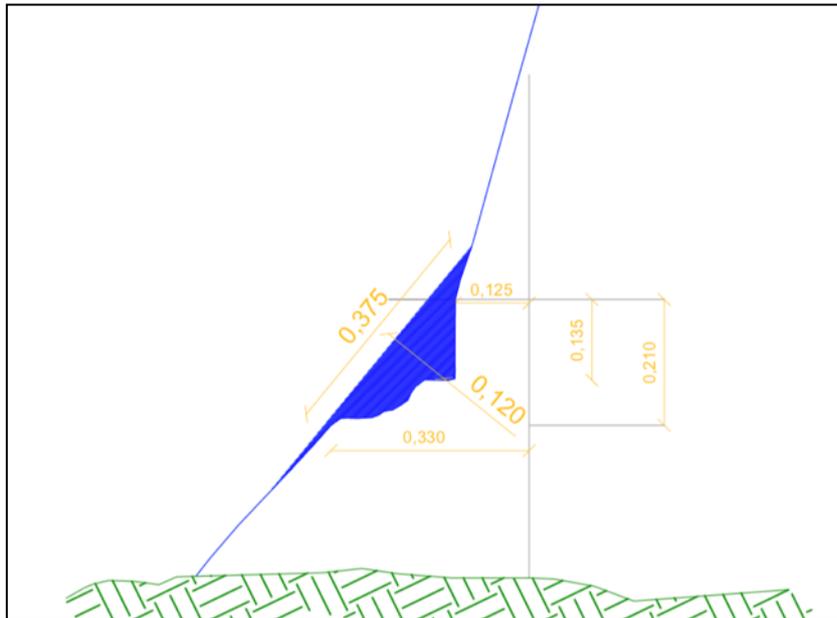


Figura 61: Geometria di frattura e superficie di appoggio del pancone, da ricostruzione del CTPM (misure in metri)

4.5.2. Geometria descritta dal CTP

Nella perizia del CTP la geometria dell'area interessata dalla frattura e della zona di contatto con il pancone viene descritta sulla base delle misurazioni messe in atto durante il sopralluogo da egli effettuato e quindi redatte sotto forma di documentazione fotografica. Le misurazioni più rilevanti ai fini del presente studio sono di seguito riportate ed elaborate sulle foto originali per consentire una rapida ed efficace visualizzazione (Figura 62).

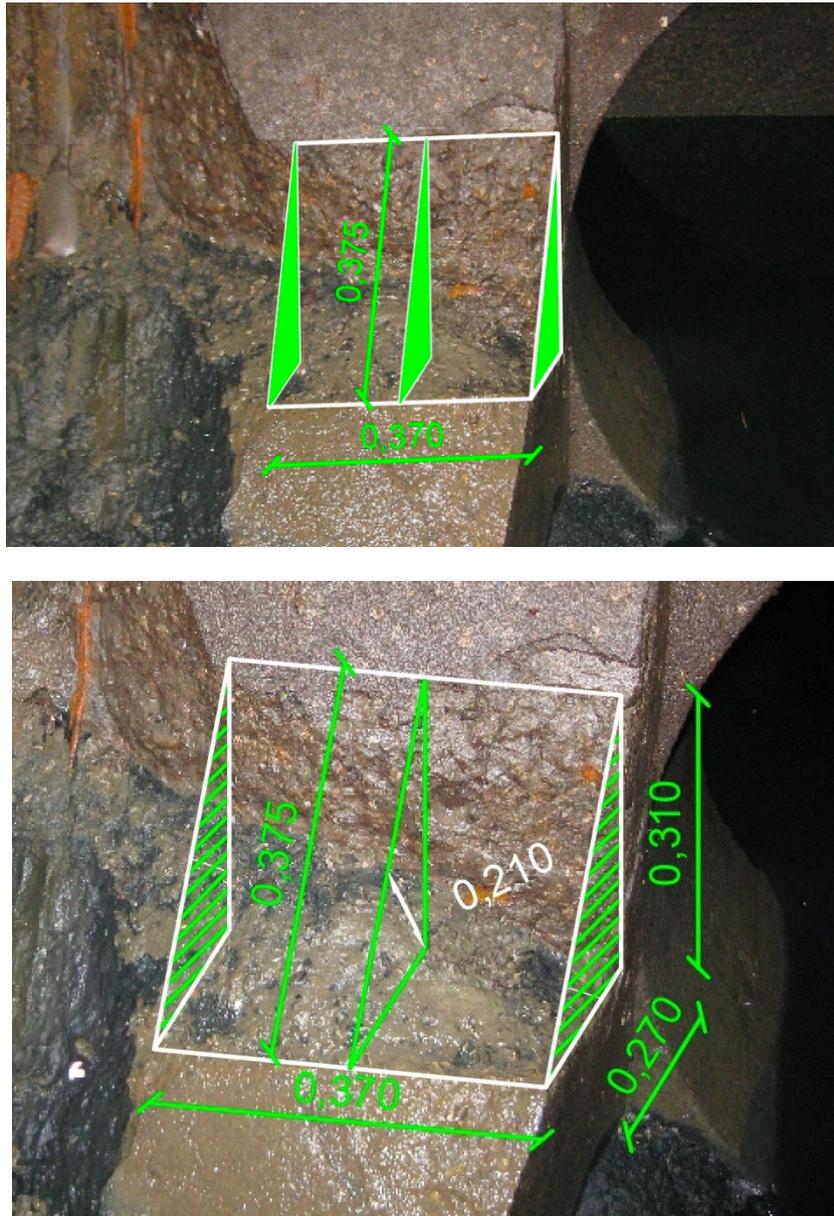


Figura 62: Misure di interesse della zona fratturata riscontrate durante il sopralluogo del CTP (misure in metri)

L'area frontale della porzione di calcestruzzo interessata dalla rottura, sotto l'azione trasferita dal piedino di appoggio inferiore del pancone, è messa in evidenza nell'elaborazione in Figura 63 dove è chiaramente riconoscibile la traccia a sezione triangolare "scolpita" dai bracci inferiori dello sbarramento sulla parete della conca, sulla destra idraulica (lato bosco, a Ovest).

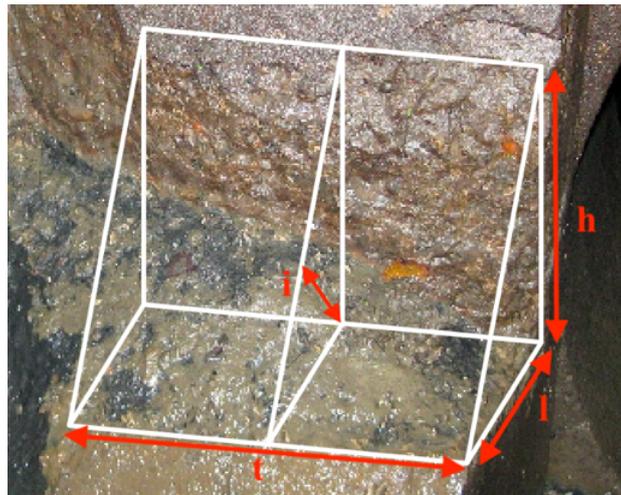


Figura 63: Particolare della zona interessata dalla frattura (imbocco cunicolo acquedotto), traccia a sezione triangolare

Le dimensioni della frattura del calcestruzzo desunte dalla documentazione fotografica riportata nella relazione del CTP non sono in perfetto accordo con il rilievo laser scanner precedentemente effettuato e riportato nella perizia del CTPM. Nella Tabella 1 sono riportati i valori delle misure più rilevanti, mentre la figura sotto descrive i simboli utilizzati.

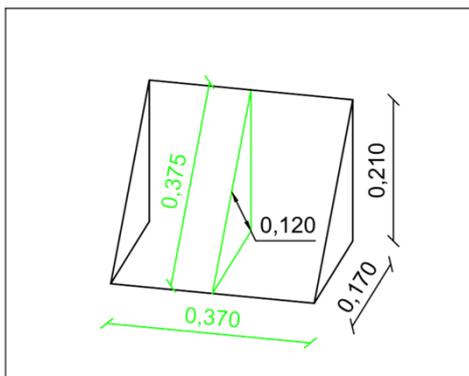
Tabella 1: Misure da sopralluogo del CTP e relativa figura esplicativa delle grandezze

Lunghezza	l [cm]	27,0
Altezza	h [cm]	31,0
Profondità	t [cm]	37,0
Altezza interna	i [cm]	21,0



Si ripropongono nella seguente Figura 64 gli schemi di confronto tra le misure dedotte tramite laser-scanner dalla relazione del CTPM e quelle invece rilevate in situ durante il sopralluogo per la consulenza del CTP e deducibili dalla sua relazione.

Misure del CTPM



Misure del CTP

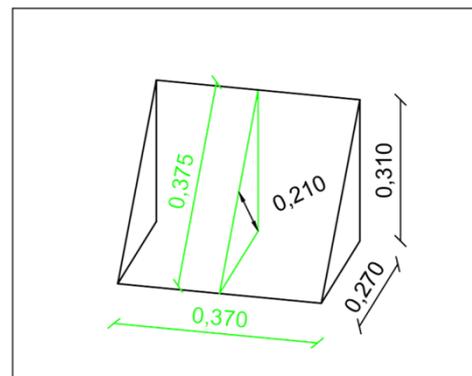


Figura 64: Schemi di confronto delle misure coinvolte (misure in metri)

Osservando con attenzione le immagini raccolte durante il sopralluogo, nelle misure riportate in relazione dal CTP vi sono alcune imprecisioni rispetto a quelle effettive: la lunghezza l è pari in realtà a 250 mm (e non a 270 mm), mentre l'altezza h è pari a 315 mm (non a 310 mm), come può essere riscontrato dalle immagini IMG_0031 e 32 contenute nel fascicolo fotografico del sopralluogo, riportate in Figura 65 e Figura 66 nelle quali si evidenziano le misura come leggibili.

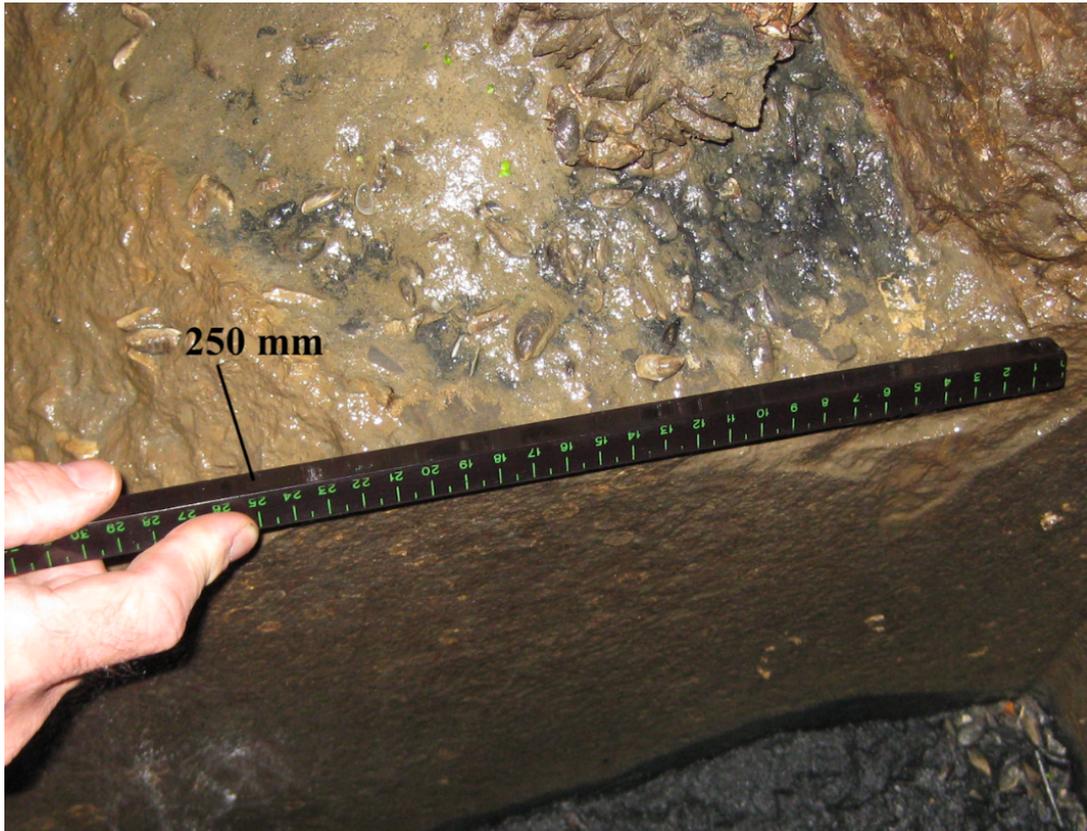


Figura 65: Elaborazione IMG_0031 del fascicolo fotografico redatto a seguito del sopralluogo del CTP

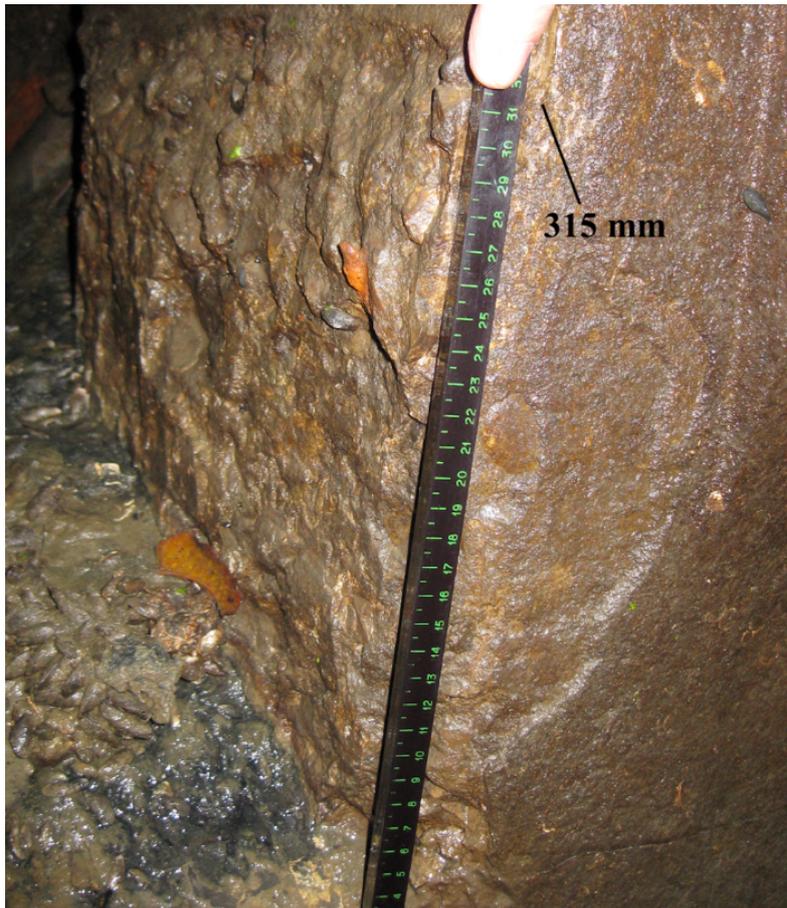


Figura 66: Elaborazione IMG_0032 del fascicolo fotografico redatto a seguito del sopralluogo del CTP

Di seguito è mostrata la geometria considerata dal CTP a fronte delle misure rilevate in sede di sopralluogo, misure che a suo parere “correggono” i valori espressi dal CTPM, per via dell’errore da quest’ultimo commesso consistente nella realizzazione del rilievo senza preliminare pulizia della zona circostante la frattura, portando alla luce alcune misurazioni falsate e delle zone fratturate in realtà non esistenti. In Figura 67 si riporta un estratto della geometria indicata dal CTPM con le relative correzioni del CTP evidenziate in riquadri di color verde.

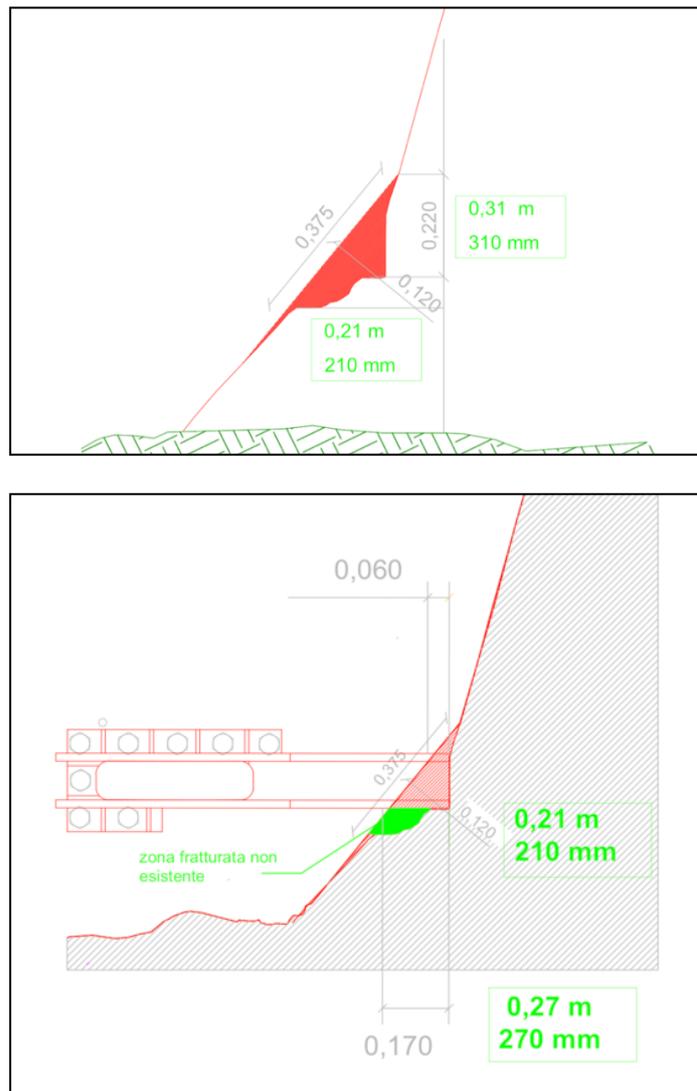


Figura 67: Elaborazione grafica della geometria di frattura e superficie di appoggio del pancone da ricostruzione del CTP (misure in metri)

Dalla geometria della frattura così definita è possibile stimare l'area teorica di contatto tra acciaio e calcestruzzo, ovvero la superficie entro la quale è distribuita l'azione sollecitante di appoggio del pancone metallico sul supporto in calcestruzzo. In Figura 68 è messa in evidenza questa superficie.

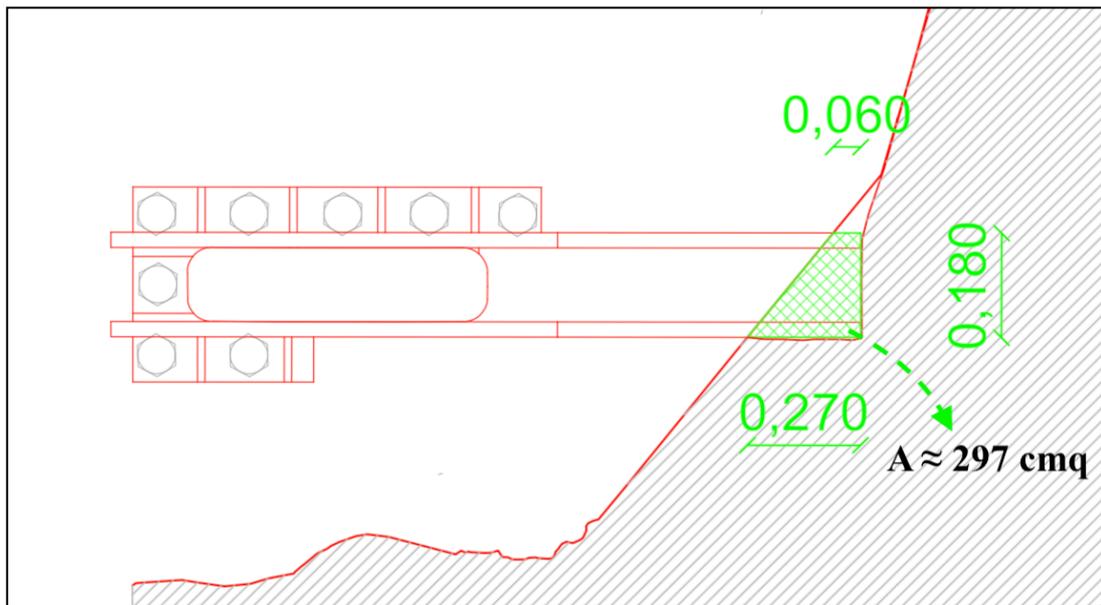


Figura 68: Ricostruzione della superficie teorica di contatto tra pancone metallico e supporto in calcestruzzo come da geometria del CTP

La potenziale superficie di contatto, avente forma trapezoidale, è data da

$$A = \frac{(27 + 6) 18}{2} = 297 \text{ cm}^2$$

nella quale si è fatto riferimento alla geometria riportata dal CTP nella relazione di perizia tecnica, con il valore di 270 mm per la base maggiore del trapezio. Correggendo con il valore effettivamente misurato, pari a 250 mm, si ottiene una superficie teorica di contatto di 279 cm².

Si fa osservare come, nella relazione dell'analisi FEM redatta per la perizia di consulenza del CTP, come superficie di riferimento per il calcolo dello stato tensionale viene considerata, in aggiunta, l'area di appoggio del cuscino in sabbia posto sul supporto in calcestruzzo, ottenendo complessivamente un valore pari a 405 cm². Trascurando il fatto che la presenza del sacchetto di sabbia in situ non è stata accertata (come accennato nei Capitoli 2 e 3 che precedono), il valore così definito risulta in ogni caso non coerente con la geometria della frattura ricostruita dal CTP. Il modello FEM, peraltro, modellato attraverso delle superfici di contatto piane, non trova riscontro nello stato effettivo dei luoghi.

4.5.3. Geometria definita sulla base dell'ultimo sopralluogo effettuato

In sede di ultimo sopralluogo, il materiale fotografico prodotto ha permesso la riproduzione della geometria del piedino e dell'area di appoggio a fronte dei segni di abrasione dovuti al contatto tra acciaio e calcestruzzo. In Figura 69 e Figura 70 è possibile osservare tale ricostruzione.

I chiari segni di abrasione, messi in evidenza nelle immagini di cui sopra, vanno, come già detto, a riscontro della reale superficie di appoggio, visti i vari e continui riposizionamenti del pancone evidenziati dagli allagamenti antecedenti l'evento in questione, documentati dai filmati delle telecamere di sorveglianza e nei rapporti di intervento del personale sub.



Figura 69: Piede di appoggio inferiore del pancone e messa in evidenza della presenza di abrasione sulla superficie (da fascicolo fotografico dell'ultimo sopralluogo)



Figura 70: Particolare della superficie di contatto caratterizzata dalla presenza di abrasione (da fascicolo fotografico dell'ultimo sopralluogo)

Per chiarezza di trattazione, in Figura 71 è mostrato uno stralcio di uno degli elaborati facenti parte del rilievo laser a scansione, nel quale sono riportate le misure del piede inferiore del pancone poggiante sulla parete in calcestruzzo. Le misure possono essere considerate veritiere, o quantomeno coerenti, anche a fronte di alcune misurazioni effettuate a scopo di validazione, come quella illustrata in Figura 72 a titolo di esempio.

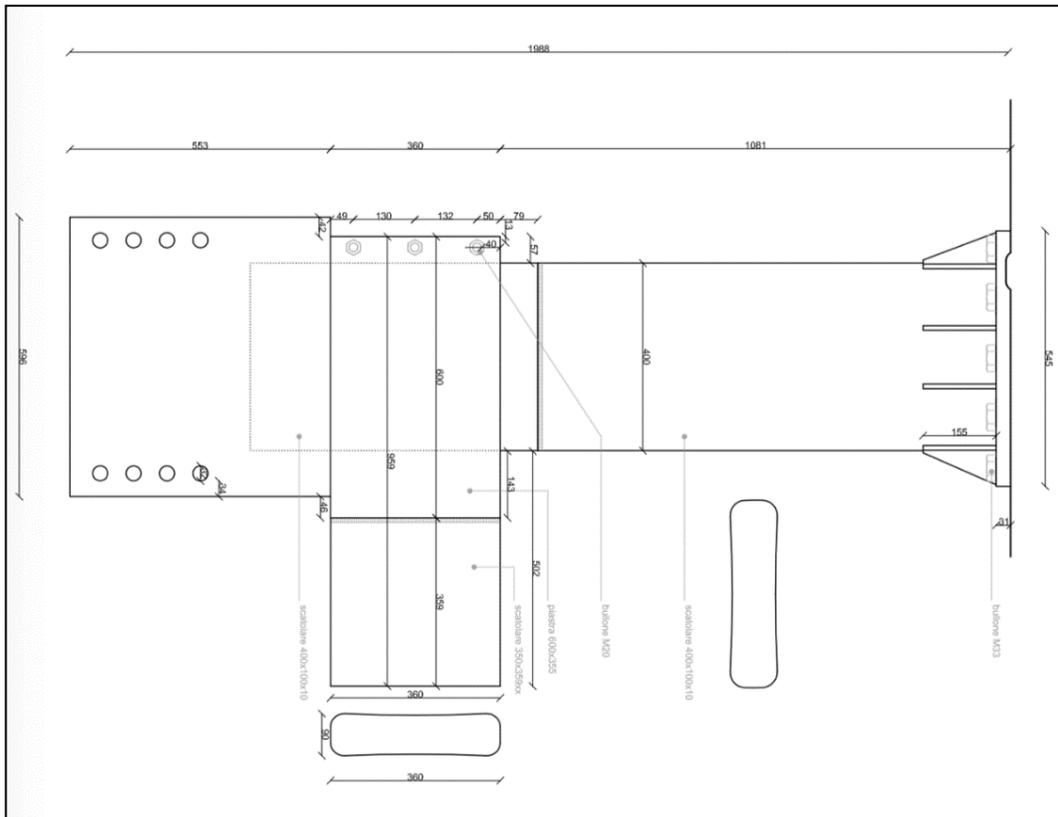


Figura 71: Stralcio elaborato del rilievo laser a scansione, dettaglio del piede di appoggio inferiore

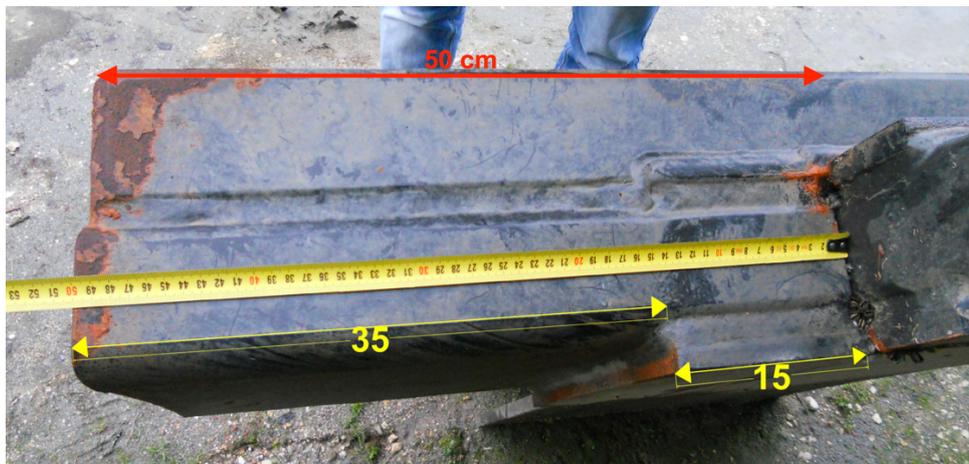


Figura 72: Immagine di dettaglio del piede di appoggio inferiore, validazione del rilievo laser effettuato

Attraverso l'impiego di software per post-produzione immagini (Aperture®) e CAD (Autocad®) è stato possibile definire una potenziale superficie di contatto "massima" tra il piede di appoggio inferiore lato Ovest del pancone e la conca in calcestruzzo, all'altezza dell'imbocco dell'acquedotto. Si riporta in Figura 73 l'elaborazione effettuata.

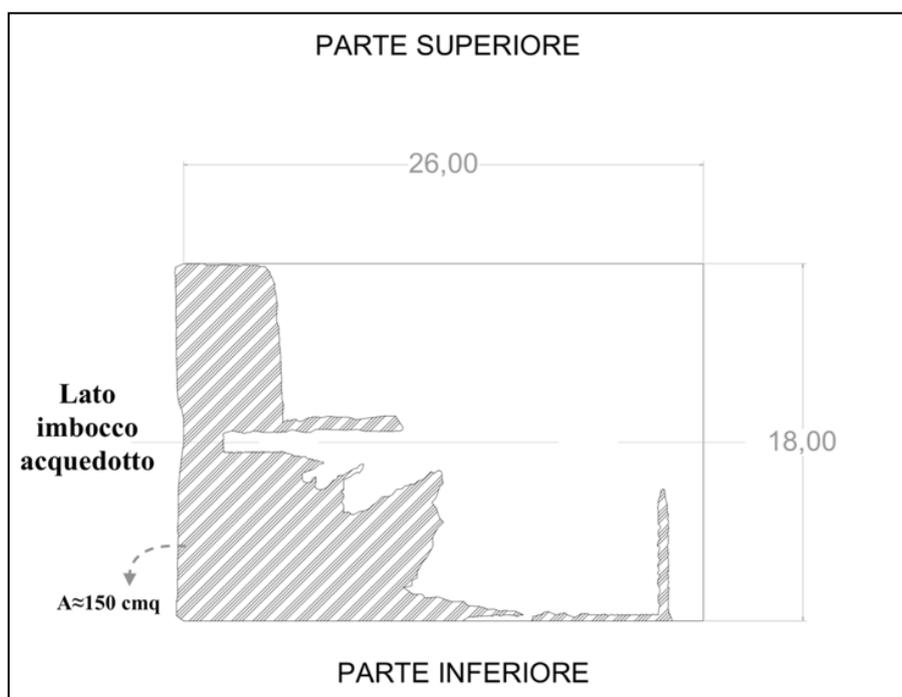
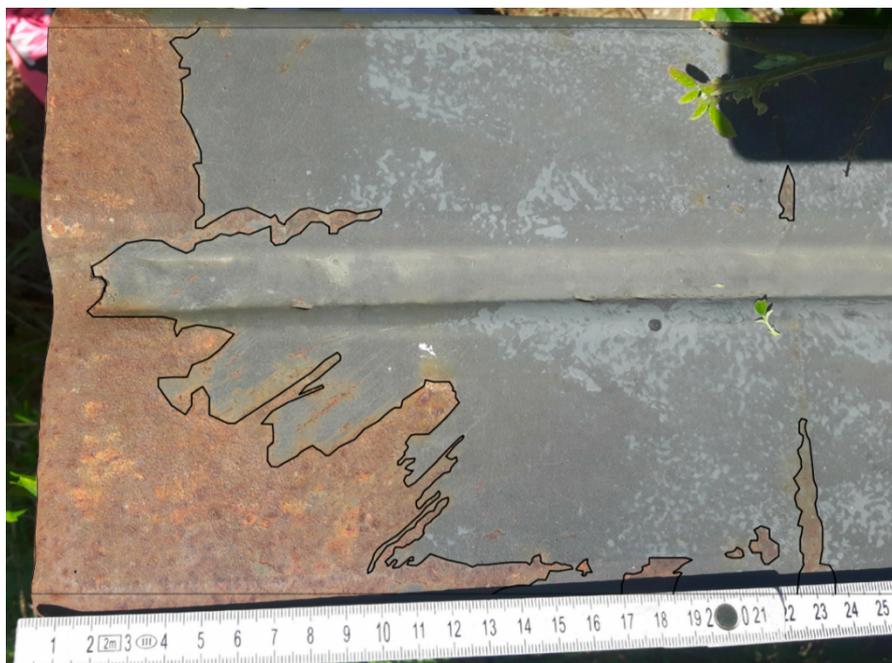


Figura 73: Ricostruzione della superficie di contatto tra piedino di appoggio inferiore lato bosco (Ovest) e la conca in calcestruzzo

La superficie di contatto rilevata dall'elaborazione e valutata per mezzo dei software sopra citati è pari a circa 150 cm^2 . Questo dato sarà impiegato durante l'analisi dello stato tensionale generato sul supporto in calcestruzzo al piede del pancone. Si fa osservare come l'area così stimata risulta essere sicuramente pari o superiore (ma sicuramente non minore) a quella di effettivo contatto al momento del sinistro, per effetto della propagazione dell'abrasione durante la rottura e dell'avanzamento della corrosione nei mesi successivi.

La geometria di frattura che viene presa come riferimento per il proseguo dell'analisi è quella riscontrata, in primo luogo, sulla base delle misure ricavate dal rilievo laser a scansione che la complessità, il livello di dettaglio e la precisione hanno reso necessario e utile ai fini di una chiara visuale d'insieme (rilievo oltretutto previsto in comune accordo con i CTP). In seconda battuta, si è tenuto in considerazione il sopralluogo effettuato dal CTP dal quale si sono estrapolate le misure ottenute, in parte coerenti con quelle rilevate con il laser scanner, e nelle quali, per i valori che presentavano imprecisioni rispetto alle misurazioni effettivamente eseguite, sono state apportate le relative correzioni.

A fronte di quanto appena esposto, in Figura 74 è illustrata la geometria di riferimento adottata della superficie di contatto nel supporto in calcestruzzo.

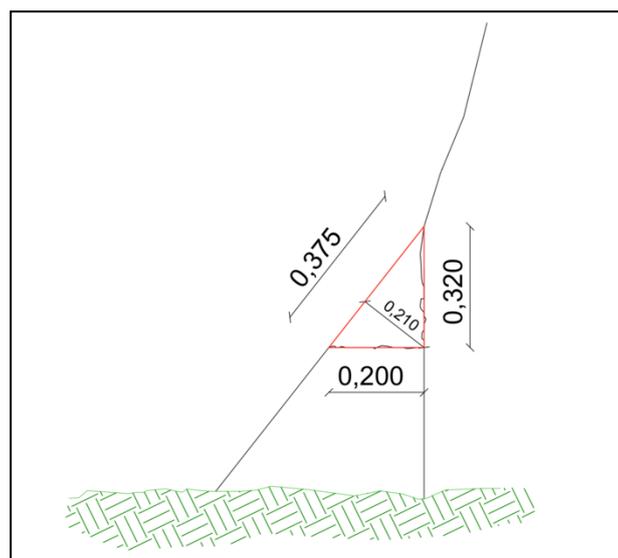


Figura 74: Geometria dell'area di contatto (misure in m)

Sulla base delle misure deducibili dalle immagini fotografiche e dai rilievi effettuati, si è stimata un'area della superficie di frattura A_F pari a circa 300 cm^2 , definita in base alla sezione triangolare mostrata in Figura 75.



Figura 75: Elaborazione della superficie di frattura in base alle misure dedotte dai rilievi effettuati (misure in metri)

La superficie di frattura A_F così rinvenuta risulta circa pari al doppio rispetto al valore relativo alla superficie di contatto visto prima.

$$A_F = \frac{30 \cdot 20}{2} = 300 \text{ cm}^2$$

4.6. Resistenza del Calcestruzzo nell'area di appoggio del pancone

Come indicato in precedenza, le valutazioni che seguono sono basate sulla documentazione in atti, in particolare sulla documentazione del Collaudo della conca originaria e sulle indagini effettuate dal CTPM e consistenti in prove non distruttive (indirette), tramite sclerometro.

4.6.1. Certificati di Collaudo – Prove di Compressione del 1962

Nel Paragrafo 2.2 circa i livelli di conoscenza si è visto come, sia le condizioni geometriche che quelle di resistenza meccanica dei materiali, erano note esclusivamente sulla base della

documentazione originaria del progetto del 1959 della conca e a fronte delle relative prove sui materiali effettuate in sede di collaudo;

Come riportato nella documentazione in atti, in Figura 76 è illustrato il Certificato emesso dal Laboratorio dell'Università di Padova relativo alle prove di compressione di 8 provini dichiarati "cubetti di calcestruzzo prelevati dai getti della platea e delle fiancate durante la costruzione della Conca di navigazione di Valle Lepri nell'anno 1959". I cubetti, prelevati nel settembre 1959, sono stati poi rotti nel giugno 1962. Il provino caratteristico della zona di interesse, che nel certificato è denominata "Conca Valle Lepre" (non è un refuso), risulta con una resistenza massima unitaria pari a 579 kg/cm², circa 60 MPa, come si può osservare nell'estratto in Figura 77.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
N. d'ordine	Contrassegno o numero del provino	Dimensioni trasversali	Altezza	Area della sezione resistente	Volume	Peso totale	Peso dell'unità di volume	Resistenza massima totale	Resistenza massima unitaria	Segnatura del provino	Data della prova
		cm	cm	cm ²	dm ³	Kg.	Kg/dm ³	Kg.	Kg/cm ²	giorni	

Figura 76: Stralcio censurato del certificato originale del 1962 dei provini in calcestruzzo

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
N. d'ordine	Contrassegno o numero del provino	Dimensioni trasversali	Altezza	Area della sezione resistente	Volume	Peso totale	Peso dell'unità di volume	Resistenza massima totale	Resistenza massima unitaria	Segnatura del provino	Data della prova
		cm	cm	cm ²	dm ³	Kg.	Kg/dm ³	Kg.	Kg/cm ²	giorni	
1	28.8.59	16.0x16.0	15.7	256	4.020	9.00	2.24	46000	180	==	7.6.62
2	10.9.59	16.1x16.0	15.8	258	4.070	9.00	2.21	81500	316	==	' '
3	24.9.59	15.9x16.0	15.8	254	4.020	9.10	2.26	92500	364	==	' '
4	7.11.59	16.0x15.9	15.7	254	3.995	8.80	2.20	147000	579	==	' '

Figura 77: Stralcio del certificato originale del 1962 con in evidenza i valori riguardanti la zona di interesse

Si precisa che il periodo di produzione del calcestruzzo non è, ovviamente, paragonabile a quello attuale. Oggi la produzione del materiale è soggetta a specifici controlli per la prequalifica delle miscele (tramite specifica ricetta, mix design, opportunamente testato) al fine di garantire la migliore qualità possibile del materiale in modo che esso rispetti le prescrizioni di progetto. Oggi infatti il calcestruzzo viene definito per soddisfare un requisito di resistenza (prestazione) cui sono associate le altre caratteristiche meccaniche del materiale (rigidezza, tenacità, ecc.), mentre, all'epoca della progettazione, il calcestruzzo veniva prescritto a dosaggio, ovvero veniva fornita una "ricetta" per il confezionamento, senza ulteriori test preliminari. Ancora, al tempo non era stato introdotto il concetto di resistenza caratteristica, oggi presente nelle Norme.

Inoltre, si rileva come il calcestruzzo, oltre che per il metodo di confezionamento secondo procedimenti comunque meno seriali e industrializzati rispetto, ad esempio, all'acciaio da costruzione, riesce a sviluppare a pieno le proprie caratteristiche di resistenza solo se opportunamente lavorato, gettato, vibrato e compattato, maturato e scasserato; risulta cioè fortemente dipendente da una serie di operazioni da svolgersi in cantiere e spesso scarsamente controllate. Tutto ciò confluisce nel fatto che il coefficiente parziale che si adotta per la definizione della caratteristica di resistenza di progetto (design), nel calcestruzzo, è significativamente più elevato rispetto ad altri materiali. A titolo di esempio, mentre nel calcestruzzo tale coefficiente è definito dalle recenti norme pari a 1,5, per l'acciaio lo stesso coefficiente è pari a 1,15. Ovvero, in un caso la resistenza caratteristica viene divisa per un fattore di 1,5 per ottenere quella di progetto (che si impiega operativamente nei calcoli); nel caso dell'acciaio la resistenza caratteristica viene divisa solo per 1,15 per ottenere quella di progetto. Ciò proprio al fine di tenere conto dell'artigianalità e dei fattori che influenzano il raggiungimento delle caratteristiche di resistenza ipotizzate in progetto, adottando pertanto valori maggiormente cautelativi.

Si osserva inoltre che, da progetto originario, il calcestruzzo in questione risultava, come già indicato e usuale per l'epoca, fornito a ricetta con un dosaggio di 300 kg/m³ di cemento, senza precisarne la resistenza a compressione.

4.6.2. Prove Sclerometriche di ottobre e novembre 2013

In sede di indagine del CTPM, i calcestruzzi sono stati analizzati mediante prove sclerometriche, effettuate con l'ausilio dello sclerometro di Schmidt, finalizzate a stimare in modo speditivo e per via indiretta (ovvero con indagini non distruttive in situ, senza portare a rottura il materiale) la resistenza meccanica del materiale della conca (Figura 78) in prossimità dell'imbocco del cunicolo acquedotto.

Infatti, come riconosciuto anche nella relazione di consulenza tecnica del CTPM e in quella del CTP, la causa dell'incidente è dovuta essenzialmente al cedimento dell'appoggio del braccio in destra idraulica (lato bosco) costituito da un elemento in calcestruzzo della struttura della conca.

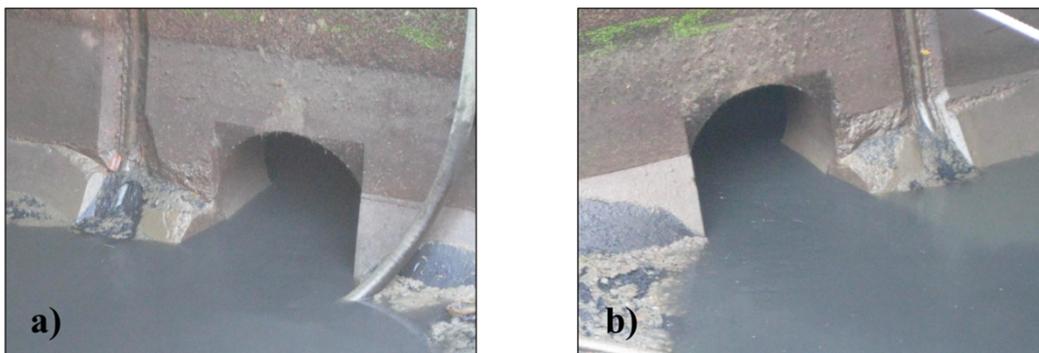


Figura 78: Zona di rottura del calcestruzzo lato bosco (a) e lato strada (b)

Lo sclerometro (Figura 79) fornisce la valutazione della resistenza superficiale locale di elementi strutturali in calcestruzzo. Tale stima si basa sul principio che il rimbalzo della massa metallica che percuote la superficie è funzione della durezza della superficie stessa. Lo strumento è essenzialmente costituito da una massa in acciaio che viene lanciata da una molla in tensione contro la superficie da indagare. La massa, rimbalzando, trasporta con sé un indicatore che scorre su una scala graduata. Un esempio di esecuzione della prova è mostrato in Figura 80, stralcio della documentazione fotografica redatta in sede di rilievo.

Per stimare la resistenza in situ del calcestruzzo di strutture finite, viene generalmente utilizzata una curva di taratura (Figura 81), fornita insieme allo strumento, che correla il valore dell'indice di rimbalzo con la resistenza cubica media convenzionale. La prova sclerometrica, non distruttiva, è formata da 9 valori di misure valide (in conformità alle norme UNI EN 12504-2), dai quali l'indice di rimbalzo si ricava come media.



Figura 79: Sclerometro Ectha 1000

Nella determinazione della resistenza del calcestruzzo in situ bisogna tener conto che queste misure sono influenzate da vari fattori come: modalità esecutive, umidità del materiale, snellezza dell'elemento, carbonatazione del calcestruzzo, presenza di armature o di inerti grossolani affioranti in corrispondenza dei punti di battitura, o ancora zone con difetti superficiali e porosità eccessive. Si devono inoltre valutare statisticamente i risultati, scartando i valori più alti e quelli più bassi che possono essere effetto dei potenziali errori.

Un limite potrebbe essere quello legato al fatto che, non essendo distruttiva, la prova sclerometrica fornisce dei valori di resistenza piuttosto superficiali, ovvero legati alla porzione corticale del calcestruzzo. In realtà la zona di frattura in studio è situata proprio in superficie, dunque i valori di resistenza del calcestruzzo così rilevati sono da considerarsi di interesse pratico ai fini dell'analisi da compiere.

Come dichiara la normativa di riferimento, nella UNI EN 12504-2 del 2001: "...il metodo di prova non è inteso come una alternativa per la determinazione della resistenza alla compressione del calcestruzzo ma, con una opportuna correlazione, può fornire una stima della resistenza in situ. L'indice sclerometrico determinato mediante questo metodo può essere utilizzato per la valutazione dell'uniformità del calcestruzzo in situ, per delineare le zone o aree di calcestruzzo di scarsa qualità o deteriorato presenti nelle strutture."



Figura 80: Esecuzione della prova

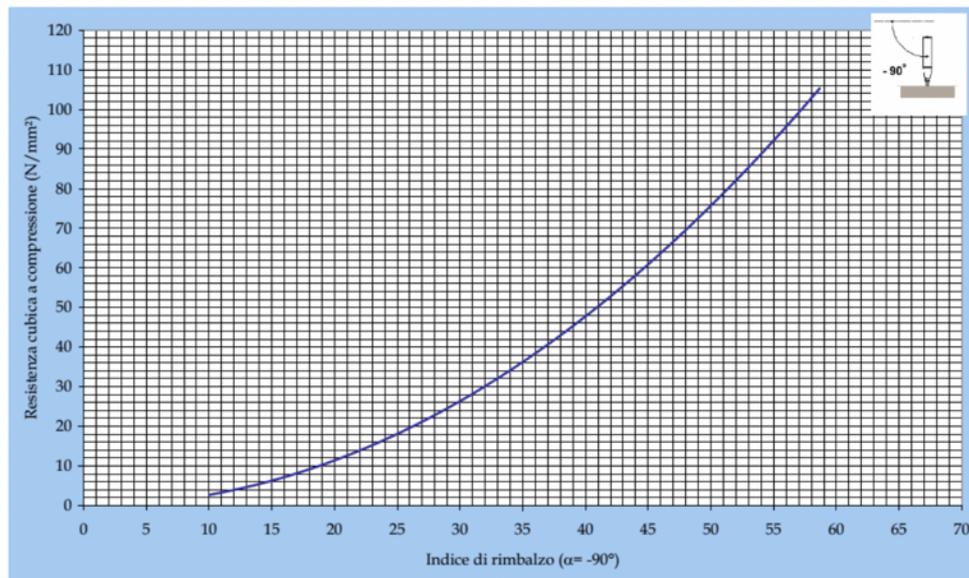


Figura 81: Curva di taratura dello strumento

La campagna di indagine ha riguardato prevalentemente la zona in prossimità del cunicolo acquedotto lato Ovest della conca, dove è avvenuto il collasso del calcestruzzo; tuttavia le prove sono state messe in opera su ambo i lati della conca, sia in quello in cui è avvenuta la prima frattura, a Ovest, lato bosco; sia in quello a Est, lato strada. È importante osservare che, come riportato anche dal CTPM nella relazione di consulenza, i rilievi sono stati eseguiti entrambi coerentemente allo stato di fatto, ovvero, nelle condizioni di esercizio del calcestruzzo, soprattutto con riferimento all'ambiente umido e a contatto con acque salmastre. Si ritiene pertanto di aver rilevato con buona affidabilità l'effettiva resistenza in opera delle strutture in calcestruzzo (o quanto meno delle sue parti più esterne).

Nelle Tabella 2 e Tabella 3 seguenti sono riassunti i risultati ottenuti dalla campagna di prove in termini di indice di rimbalzo dello sclerometro e il relativo valore di resistenza cubica media, per le rispettive zone esaminate.

Tabella 2: Risultati prova sclerometrica lato Est

Lato Est (strada)		
Battute	Indice Sclerometrico	Resistenza R_{cm} [MPa]
A1	49	62
A2	36	28
A3	46	52
A4	40	36
A5	44	46
A6	48	58
A7	44	46
A8	46	52
A9	48	58
Media	45	49

Tabella 3: Risultati prova sclerometrica lato Ovest

Lato Ovest (bosco)					
Zona 1			Zona 2		
Battute	Indice Sclerometrico	Resistenza R_{cm} [MPa]	Battute	Indice Sclerometrico	Resistenza R_{cm} [MPa]
A1	30	19	A1	29	18
A2	24	10	A2	32	22
A3	28	16	A3	27	14
A4	29	18	A4	38	32
A5	24	10	A5	27	14
A6	26	13	A6	26	13
A7	28	16	A7	28	16
A8	28	16	A8	29	18
A9	26	13	A9	32	22
Media	27	15	Media	30	19

Come si può notare, dai rilievi eseguiti emerge una disomogeneità tra le due zone di rilievo: quella ad Est presenta valori sensibilmente più alti (49 MPa) rispetto a quelli rilevati nella zona ad Ovest (15-19 MPa), di interesse specifico perché teatro del collasso principale del calcestruzzo.

Si ricorda quanto già espresso dallo stesso CTP circa le cause di rottura del calcestruzzo, anche sulla base dei risultati delle analisi FEM indicate nella sua relazione: *Il calcestruzzo si è rotto perché il livello idraulico a monte del pancone provvisorio ha provocato il raggiungimento, agli appoggi dei "piedini", del carico limite per quel tipo di calcestruzzo (resistenza media 150 kg/cmq ma con resistenze localizzate di 100 kg/cmq).*

La stima della resistenza meccanica a compressione rilevata tramite le indagini sclerometriche può essere ritenuta attendibile, anche in virtù del fatto che proprio queste spiegano (come indicato dallo stesso CTP) la rottura della porzione di calcestruzzo in destra.

Si rileva come, nell'ambito della progettazione dell'intervento di svuotamento e della sua messa in opera (in particolare dell'appoggio del pancone sulla porzione di calcestruzzo) nessuna valutazione sulla possibile resistenza residua del calcestruzzo sia stata avanzata, come verrà meglio precisato a seguire.

4.7. Definizione dell'Azione sollecitante

A questo punto dello studio è importante definire le forze e le reazioni coinvolte ai fini dell'analisi dello stato tensionale generato sul supporto in calcestruzzo al piede del pancone.

4.7.1. Schemi di calcolo utilizzati e calcolo della Reazione

Per determinare l'azione sollecitante, occorre valutare le reazioni vincolari (forza trasmessa dal piedino sull'area di calcestruzzo in contatto e sulla superficie di frattura) sotto l'azione della spinta idrostatica, dove lo schema statico è riferito a metà struttura (6,11 m) e considera la geometria identificata in sede di rilievo laser scanner, con i tiranti superiori inclinati di circa 29° rispetto all'orizzontale. Questa è la situazione post-variante messa in opera dal progettista. Le travi reticolari trasversali inferiore e superiore distano dal fondo rispettivamente 0,63 m e 3,63 m. L'altezza del pancone è di 5,30 m e la larghezza di 12,22 m, come da dimensionamento di massima. Il peso di volume dell'acqua è stato assunto pari a 9,81 kN/m³, mentre il livello idrico a monte del pancone al momento del collasso, misura desumibile dalle foto allegate alla relazione di consulenza del CTPM, è pari a 4,07 m, come risultato dai rilievi in sede di primo sopralluogo.

Di seguito sono riportati gli schemi statici, riferiti a metà struttura, con rappresentazione del diagramma del carico (Figura 82) e delle reazioni vincolari agli appoggi (Figura 83), in particolare la reazione al piede inferiore.

Le specifiche tecniche utilizzate nel software di analisi Ftool® per la determinazione degli schemi di calcolo, sono illustrati nel dettaglio negli Allegati.

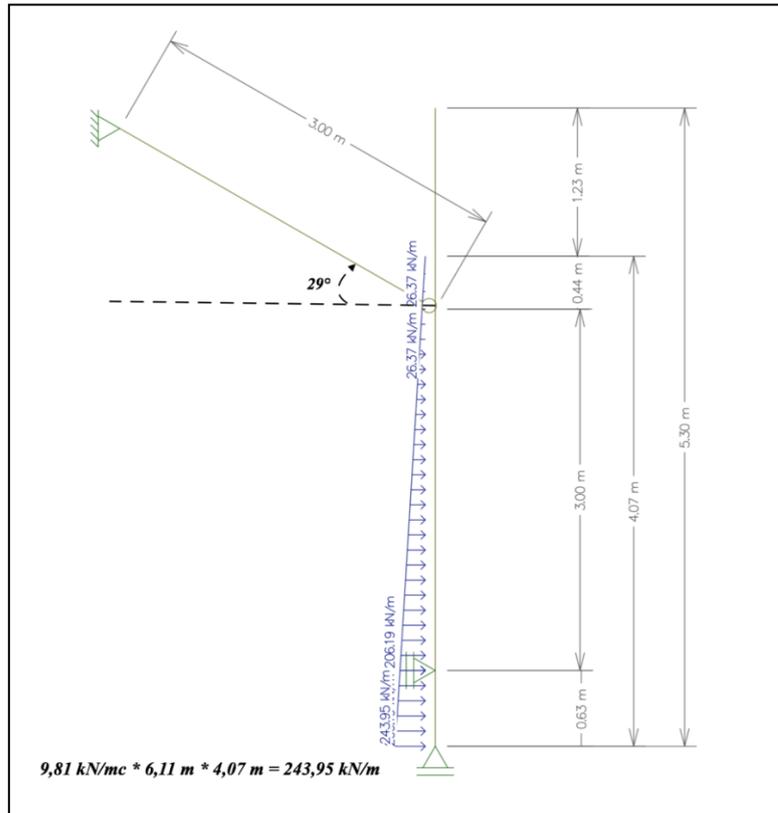


Figura 82. Schema statico con rappresentazione del diagramma del carico idrostatico nella configurazione dello stato rilevato al momento del collasso

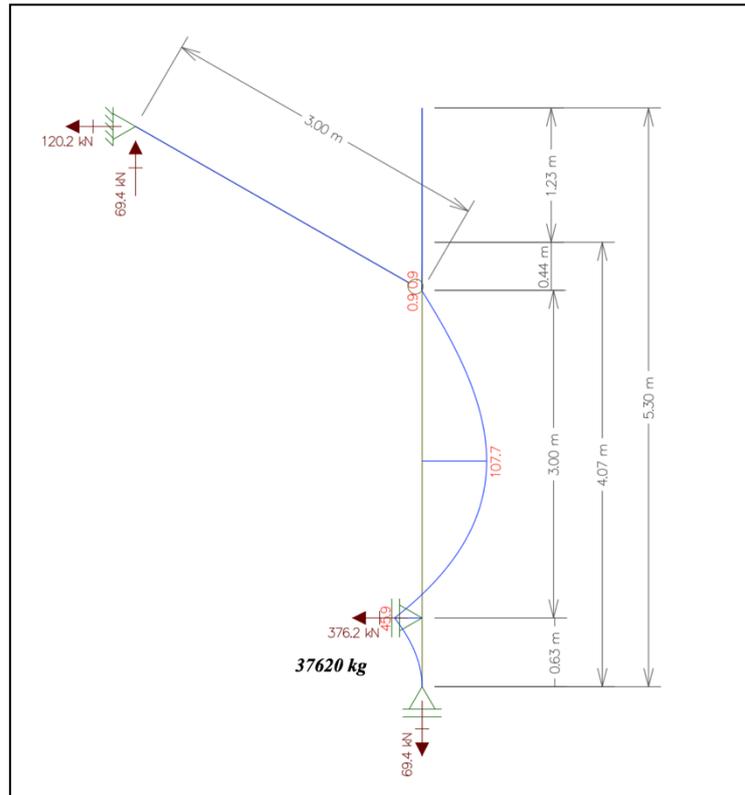


Figura 83. Diagramma del momento flettente e reazioni vincolari in corrispondenza degli appoggi

Il carico idrostatico applicato ha la seguente distribuzione:

$$q_1 = 9,81 \frac{kN}{m^3} * 6,11 m * 0,44 m = 26,37 \frac{kN}{m}$$

$$q_2 = 9,81 \frac{kN}{m^3} * 6,11 m * 3,44 m = 206,19 \frac{kN}{m}$$

$$q_3 = 9,81 \frac{kN}{m^3} * 6,11 m * 4,07 m = 243,95 \frac{kN}{m}$$

La reazione vincolare sull'appoggio inferiore assume il seguente valore:

$$R (0,63 m) = 37.620 kg \approx 38 ton$$

4.7.2. Stato tensionale agente sul supporto in calcestruzzo

A partire dalla definizione della reazione R di appoggio inferiore del pancone metallico sul supporto in calcestruzzo e della superficie di contatto A tra le due parti ricostruita nel Paragrafo 4.5, si può andare ora a determinare lo stato tensionale presente tra acciaio e calcestruzzo nella superficie di contatto definita, come mostrato in Figura 84.

Dal rapporto tra la reazione R e l'area A si trova:

$$\sigma = \frac{R}{A} = \frac{37620 \text{ kg}}{150 \text{ cm}^2} = 250,8 \text{ kg/cm}^2 \approx 25 \text{ MPa} \quad [\text{Eq. 12}]$$

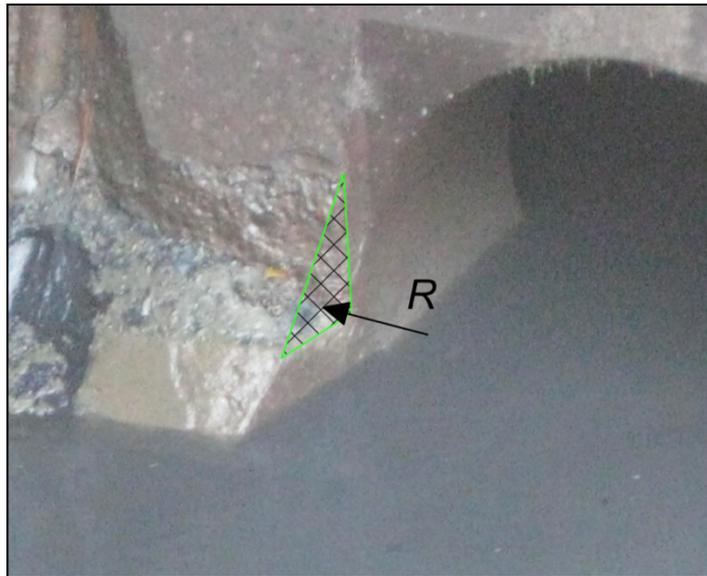


Figura 84: Reazione di appoggio inferiore

La tensione calcolata, pari a 25 MPa, supera di più del 30% la resistenza a compressione del supporto in calcestruzzo riscontrata in base alle indagini sclerometriche in situ, pari a 15-19 MPa.

5. ANALISI DELLA ROTTURA DEL CALCESTRUZZO

Definite le grandezze in gioco, si perviene ora alla valutazione della propagazione della frattura per Taglio (Modo II) tramite la già citata Teoria della Meccanica della Frattura Elastica Lineare, ossia la teoria oggi più consolidata per lo studio del collasso fragile dei materiali.

5.1. Modello di Westergaard: studio della frattura per Modo II

L'approccio intrapreso per studiare il problema oggetto qui di indagine è lo studio della frattura per sollecitazione di taglio, cioè per Modo II, sollecitazione di scorrimento sul piano, considerato il connubio tra la sollecitazione agente e la limitata superficie di contatto su cui essa viene esplicata. Come visto nello specifico capitolo inerente allo sviluppo teorico del modello della meccanica della frattura, la trattazione è analoga a quella del Modo I. Le ipotesi principali sono 3, aventi tutte un ben preciso significato fisico, fino ad arrivare a definire la singolarità tensionale a meno del fattore K_{II} , unica incognita. Nella prima ipotesi, estrapolata dalla Teoria di Muskhelishvili (teoria precedente dalla quale è tratta quella di Westergaard), si ipotizza la funzione potenziale approssimante il problema, chiamata funzione di Airy Φ . Nel metodo viene utilizzata la matematica delle funzioni analitiche aventi la caratteristica di essere delle funzioni complesse di variabili complesse. Da questa prima ipotesi si può determinare il campo tensionale attraverso l'operazione di derivata doppia. La seconda ipotesi è relativa alle condizioni al contorno sulla fessura, cioè sulle sue due facce. Grazie a questa, si assume una forma precisa del potenziale complesso Z_{II} , mentre prima l'assunzione era sulla funzione di Airy Φ . La terza ipotesi di Westergaard riguarda invece le condizioni al contorno all'infinito, non più sui lembi della fessura; grazie alla quale si arriva a definire il fattore di intensificazione delle tensioni per modo II, il K_{II} , unico parametro rimasto incognito. È necessario dunque, definire la singolarità tensionale a meno del fattore K_{II} . Al variare della geometria, mantenendo la simmetria delle forze rispetto alla linea fessura, il fattore K_{II} assume varie espressioni in funzione del problema in esame e delle condizioni al contorno, sia riguardanti le tensioni che i vincoli. Le espressioni di K_{II} sono riportate in diversi manuali, come ad esempio quello di Murakami o quello di Tada, Paris e Irwin, mediante i quali è possibile adattare l'espressione del K_{II} attraverso una funzione di forma f , scritta come sviluppo in serie in termini di profondità relativa della fessura $\frac{b}{a}$. Come mostrato in Figura 85, b rappresenta l'altezza della sezione totale mentre a è l'altezza della fessura.

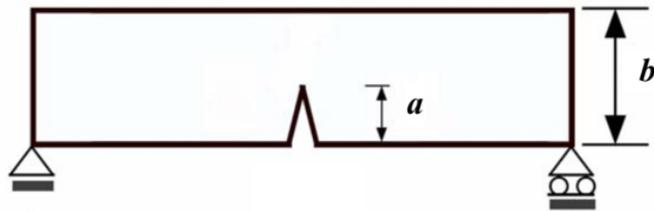


Figura 85: Profondità relativa della fessura

Importante osservare come il K_{II} sia l'unico parametro in gradi di descrivere il comportamento tensionale nell'intorno della fessura; nota la quale, tramite i manuali, si definisce la funzione di forma e quindi il fattore K_{II} specifico. Si vede così se il difetto è tollerabile o meno sotto una certa sollecitazione esterna.

5.1.1. Implementazione della geometria

La geometria a cui fare riferimento per la modellazione della fessura e il calcolo delle sollecitazioni in gioco nel suo intorno è ottenuta dal manuale di Murakami e viene riportata in Figura 86.

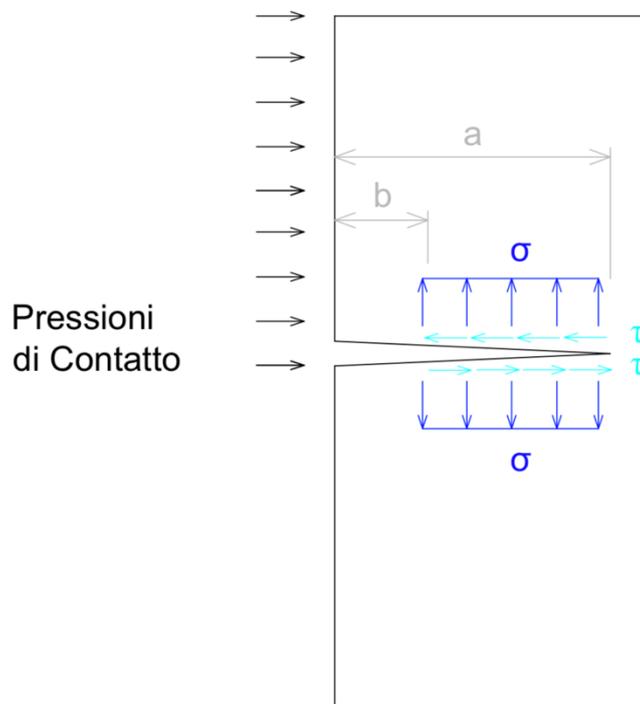


Figura 86: Schema del modello di calcolo della frattura estrapolato dal Murakami's Handbook

Le grandezze caratteristiche della geometria in questione, risultanti dalle misure rilevate sia in sede di rilievo che attraverso l'indagine a scansione laser e descritte nel Paragrafo 4.5.3, sono le seguenti:

- $b = 0$; (ossia si suppone il calcestruzzo integro, massimizzandone così la resistenza)
- $a = 30$ cm;
- $\sigma = 0$;
- $\tau = \frac{R}{A_F}$

come mostrato nella ricostruzione grafica in Figura 87 e nella schematizzazione in Figura 88.



Figura 87: Geometria della superficie di frattura di riferimento A_F

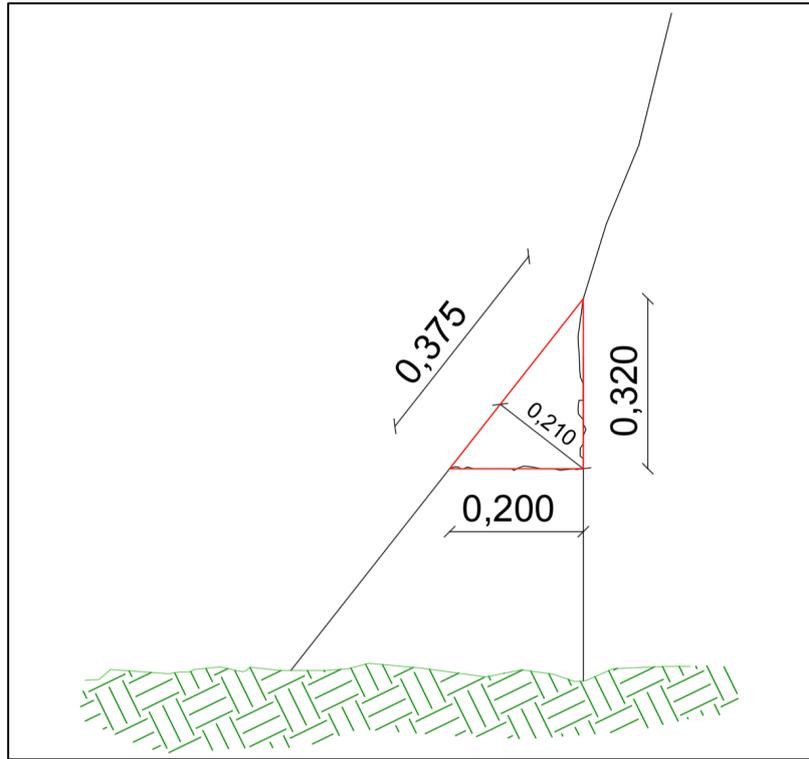


Figura 88: Geometria di frattura schematizzata

Dalla letteratura tecnica, il valore di tenacità alla frattura del calcestruzzo K_{IIC} (valore critico del fattore di intensificazione delle tensioni K_{II}) può variare da 1,6 a 2,1 MPa m^{1/2}, per resistenze a compressione comprese tra 25 e 42 MPa. Si fa osservare che, in relazione al materiale esaminato, i valori sono in entrambi i casi riferiti a resistenze comunque superiori a quella qui ricavata (pari a 15-19 MPa).

Si ritiene pertanto ipotizzabile un valore pari a 1,475 in virtù della resistenza del calcestruzzo riscontrata.

In base alla geometria di calcolo estrapolata dal manuale delle funzioni di forma, per la definizione del parametro K_{II} la formula utilizzata risulta:

$$K_{II} = \frac{2}{\pi} \cos^{-1} \left(\frac{b}{a} \right) \left[1 + f \left(\frac{b}{a} \right) \right] \tau \sqrt{\pi a} \quad [\text{Eq. 13}]$$

nella quale la tensione applicata τ è espressa in MPa (N/mm²) e la lunghezza della fessura a in metri, in modo da esprimere le dimensioni di K_{II} (e di K_{IIC}) in MPa m^{1/2}.

I relativi valori della funzione di forma f sono invece tabellati in funzione del rapporto b/a come mostrato nella Tabella 4.

Tabella 4: Funzione di forma in funzione del rapporto b/a (Murakami)

b/a	f(b/a)
0,00	0,12147
0,10	0,10984
0,20	0,09733
0,30	0,08443
0,40	0,07150
0,50	0,05874
0,60	0,04624
0,70	0,03408
0,80	0,02244
0,90	0,01383
1,00	0,00000

Entrando con il valore di $b = 0$ nella tabella, per $\frac{b}{a} = 0 \Rightarrow f\left(\frac{b}{a}\right) = 0,12147$.

La tensione τ consiste nello stato tensionale determinato in base alla reazione di appoggio trovata, pari a 37.620 kg, e alla superficie di frattura stimata, pari a circa 300 cm². Di conseguenza lo stato tensionale calcolato è pari a

$$\tau = \frac{R}{A_F} = \frac{37620}{300} = 125,40 \frac{kg}{cm^2} = 12,54 MPa \quad [\text{Eq. 14}]$$

Dalla [Eq. 13], il valore del fattore di intensificazione degli sforzi risulta

$$K_{II} = 13,65 MPa m^{1/2} \quad [\text{Eq. 15}]$$

Si va ora a descrivere l'andamento del campo tensionale in prossimità dell'apice della frattura, fornito dalla trattazione di Westergaard. Le componenti tensionali, per il modo II di sollecitazione, assumono le seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= -\frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\vartheta}{2} \left(2 + \cos \frac{\vartheta}{2} \cos \frac{3}{2} \vartheta \right) \\ \sigma_y &= \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \sin \frac{\vartheta}{2} \cos \frac{\vartheta}{2} \cos \frac{3}{2} \vartheta \\ \tau_{xy} &= \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \cos \frac{\vartheta}{2} \left(1 - \sin \frac{\vartheta}{2} \sin \frac{3}{2} \vartheta \right) \end{aligned}$$

Tutte le componenti tensionali sono caratterizzate dalla medesima singolarità $r^{-1/2}$ per la quale le tensioni tenderebbero ad infinito per r tendente a zero. Tale singolarità è presente per la parte radiale, mentre non sussiste per la parte angolare. Le equazioni sopra riportate sono espresse in coordinate polari e si riferiscono al sistema di coordinate descritto in Figura 89.

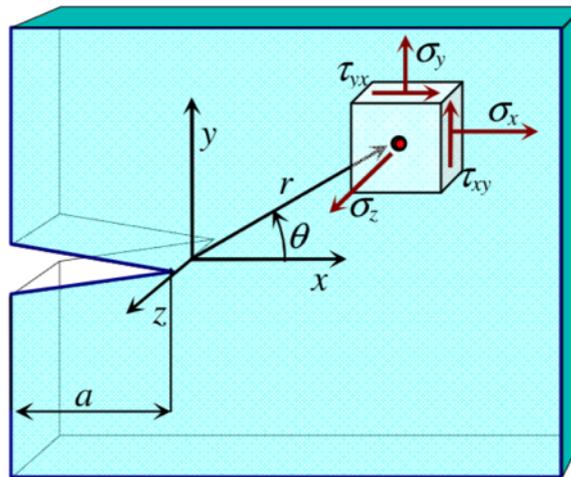


Figura 89: Sistema di coordinate polari con origine all'apice della fessura

Nella zona in cui si estende la frattura, lungo l'asse x e per $\vartheta = 0$, si trova:

$$\sigma_x = 0 \quad [\text{Eq. 16}]$$

$$\sigma_y = 0 \quad [\text{Eq. 17}]$$

$$\tau_{xy} = \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \quad [\text{Eq. 18}]$$

in quanto, nel caso in specie, il problema in esame è di puro scorrimento (Taglio).

Dalla [Eq. 18] è possibile descrivere l'andamento della tensione di modo II per materiale elastico, lungo l'asse x . In Figura 90 è mostrato l'andamento del campo tensionale ottenuto all'apice della frattura.

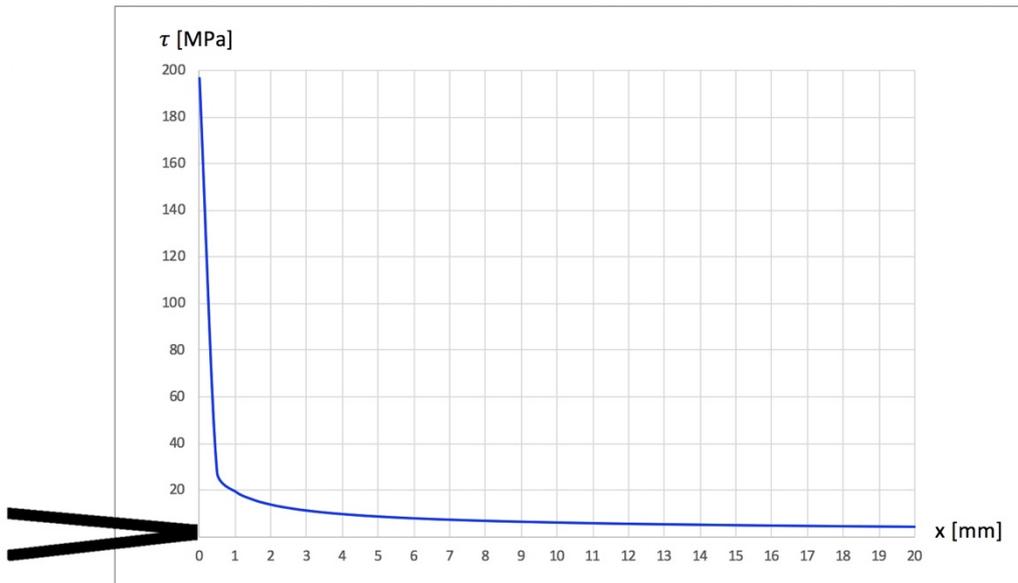


Figura 90: Andamento teorico delle tensioni τ_{xy} all'apice della frattura lungo l'asse x

Dall'andamento trovato si evince che la tensione τ_{xy} tenderebbe a zero per r tendente a infinito, il che non è propriamente vero in quanto dovrebbe tendere alla tensione iniziale τ applicata. Peraltro, in vicinanza dell'apice della frattura, tale difformità è trascurabile in quanto l'effetto prevalente sullo stato tensionale è quello della singolarità $r^{-1/2}$.

5.1.2. Verifica della propagazione

A questo punto dell'analisi si introduce il confronto con i valori critici della trattazione tensionale, al fine di verificare l'avvenuta propagazione della fessura.

È possibile determinare la tensione critica τ_c , oltre la quale avviene la reale propagazione della frattura, ponendo il K_{II} pari al valore di K_{IIC} e applicando la formula di Westergaard:

$$K_{IIC} = f\tau_c\sqrt{\pi a} \quad [\text{Eq. 19}]$$

Invertendo la formula per esplicitare la sollecitazione critica, si ottiene

$$\tau_c = 12,50 \text{ MPa} \quad [\text{Eq. 20}]$$

Risulta immediata la verifica dell'effettiva propagazione fragile della fessura sia mediante il confronto tra i valori di K_{II} e K_{IIC} , sia dal raffronto della tensione di sollecitazione ed il relativo valore critico. I valori numerici ottenuti sono riassunti in Tabella 5 con, in rosso, i rispettivi valori critici.

Tabella 5: Confronto con i valori critici della trattazione tensionale

K_{II} [MPa m ^{1/2}]	13,65
K_{IIC} [MPa m ^{1/2}]	1,475
τ [MPa]	12,54
τ_c [MPa]	12,50

Per completezza, si propone un'indagine parametrica sulla tenacità del materiale, il parametro K_{IIC} , con lo scopo di individuare l'andamento in termini di tensione critica τ_c al variare di una caratteristica intrinseca del materiale. L'intervallo di valori di tenacità alla frattura tra i quali si è indagato è $1,6 \leq K_{IIC} \leq 2,1$ che, come già detto, consiste in un range validato in letteratura per calcestruzzi aventi resistenza compresa tra i 25 e 42 MPa. Desumendo un'interpolazione semplificata dei valori intermedi di K_{IIC} in funzione delle caratteristiche di resistenza cubica del materiale R_c , si è definito l'andamento della tensione critica di sollecitazione mostrato in Tabella 6.

Tabella 6: Valori di tensione critica τ_c al variare della tenacità del materiale K_{IIC}

R_c [MPa]	K_{IIC} [MPa m ^{1/2}]	τ_c [MPa]
15	1,35	11,45
20	1,475	12,50
25	1,60	16,22
30	1,73	17,48
35	1,85	18,75
40	1,98	20,02
45	2,10	21,28
50	2,23	22,55
55	2,35	23,82
60	2,48	25,09

Il valore critico della tensione è dato dalla relazione in [Eq. 19] invertita:

$$\tau_c = \frac{K_{IIC}}{f\sqrt{\pi a}} \quad [\text{Eq. 21}]$$

5.2. Studio della frattura per Modo Misto e Criterio di Diramazione

Nel presente paragrafo viene studiato il caso di fessura sollecitata simultaneamente per Modo I e per Modo II, ovvero per azione di apertura e taglio. In fase elastica, l'applicazione della sovrapposizione degli effetti consente il calcolo delle azioni derivanti dalle sollecitazioni di Modo I e Modo II, come quanto esposto nello specifico Paragrafo 4.3 inerente allo sviluppo teorico del modello della meccanica della frattura.

Lo studio dell'interazione tra i modi di sollecitazione può essere efficacemente messo in atto tramite il criterio della massima tensione circonferenziale, di Erdogan e Sih.

5.2.1. Implementazione e verifica del caso studio

Preliminarmente si riporta (in Figura 91) la geometria di riferimento così come definita nell'esposizione teorica dell'argomento.

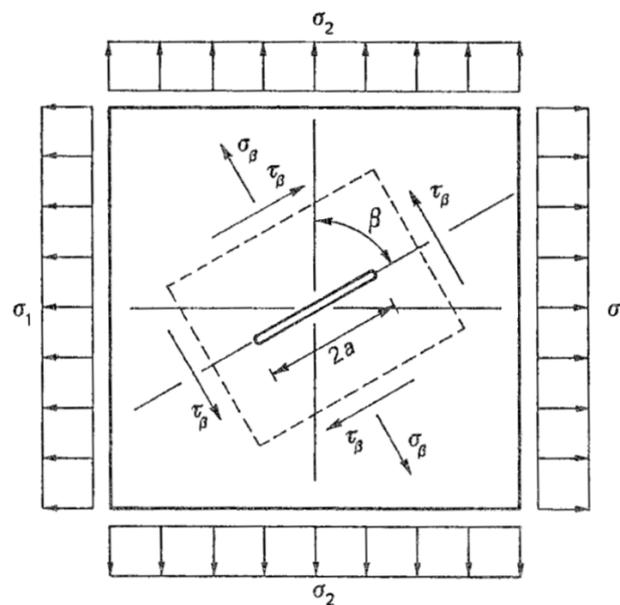


Figura 91: Lastra soggetta a sforzo biassiale e fessura inclinata di β rispetto alla verticale

Nel problema in esame si è ipotizzata una sollecitazione di taglio, ovvero di Modo II. Come conseguenza, l'angolo β di inclinazione della fessura rispetto alla verticale è nullo, il che comporta una fessura verticale; inoltre, l'unica tensione diversa da zero è la σ_2 , di scorrimento e, infine, il rapporto $m = \frac{\sigma_1}{\sigma_2}$ è pari a zero.

Sostituendo nella [Eq. 11], equazione che mette in relazione gli angoli di inclinazione e di diramazione della fessura, i valori di m e di β , si trova

$$\theta(m = 0, \beta = 0) = 0^\circ$$

Quest'ultima corrisponde a una soluzione non propriamente realistica, in quanto si è in presenza di quella che matematicamente viene definita come convergenza non uniforme e che comporta un andamento discendente verso zero della curva. Pertanto, la soluzione reale è ottenuta andando a calcolare il limite:

$$\lim_{\beta \rightarrow 0^+} \theta(m = 0, \beta = 0) \approx 70^\circ \quad [\text{Eq. 22}]$$

Quando si ricade nel caso di puro Modo II, o quando la sollecitazione di taglio è quella preponderante, il diagramma in Figura 46 indica un angolo di diramazione della fessura θ pari a circa 70° , come riportato nell'elaborazione in Figura 92.

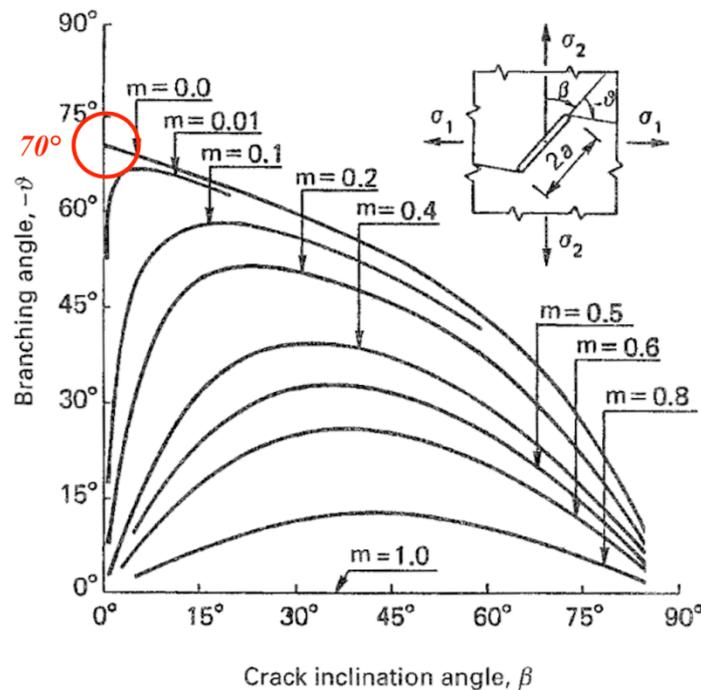


Figura 92: Angolo di diramazione della fessura nel caso di Modo II puro

Con l'ausilio di una relazione empirica riportata in letteratura, che lega il fattore critico di intensificazione degli sforzi per modo I (K_{IC}) con il fattore critico di intensificazione degli sforzi per modo II (K_{IIC}),

$$K_{IIC} = 1,1763 K_{IC} + 2,4842 \quad [\text{Eq. 23}]$$

nella quale i fattori K_{IC} e K_{IIC} sono espressi in $\text{MPa mm}^{1/2}$, si è potuto definire il valore di K_{IC} invertendo la formula:

$$K_{IC} = \frac{K_{IIC} - 2,4842}{1,1763} \quad [\text{Eq. 24}]$$

$$\text{dove } K_{IIC} = 1,475 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}} = 1,475\sqrt{1000} \text{ MPa}\sqrt{\text{mm}} = 46,64 \text{ MPa}\sqrt{\text{mm}}$$

$$\text{allora } K_{IC} = 37,54 \text{ MPa}\sqrt{\text{mm}} = 1,19 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}} \quad [\text{Eq. 25}]$$

Per la verifica dell'effettiva propagazione, si accede ora nel diagramma in Figura 47 mediante il valore dell'angolo di diramazione θ appena definito, pari a 70° , per poi determinare i rapporti K_I^* e K_{II}^* , come illustrato in Figura 93. In realtà, nel caso in esame, l'unico fattore di interesse è il K_{II}^* , per il quale si trova:

$$K_{II}^* = \frac{K_{II}}{K_{IC}} \approx 0,9 \quad [\text{Eq. 26}]$$

Ovvero, perché la propagazione sia effettiva deve valere:

$$K_{II} \approx 0,9 K_{IC} = 90\% K_{IC} \quad [\text{Eq. 27}]$$

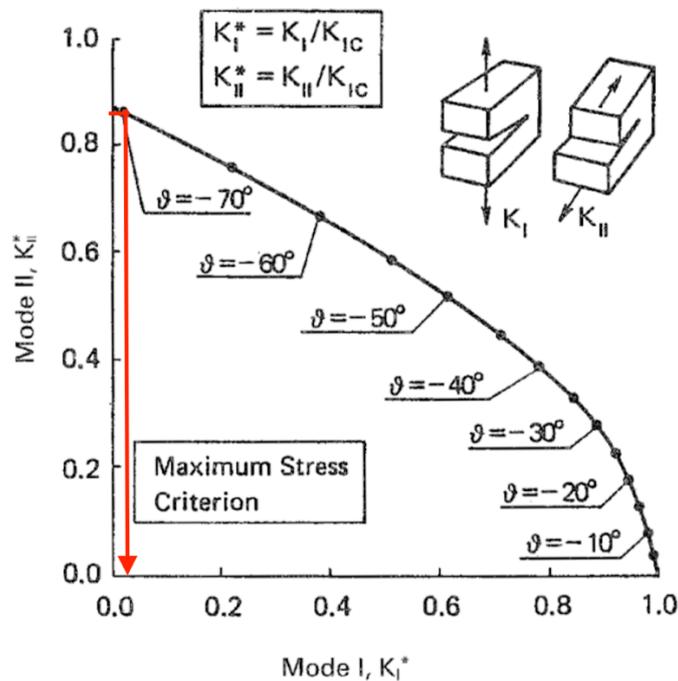


Figura 93: Diagramma di confronto con i rapporti critici

Chiaramente, il valore del fattore di intensificazione K_{II} è di molto superiore rispetto al parametro K_{IC} , in quanto la frattura ha realmente avuto luogo ed è propagata fragilmente. In Tabella 7 si riportano i valori dei parametri in gioco.

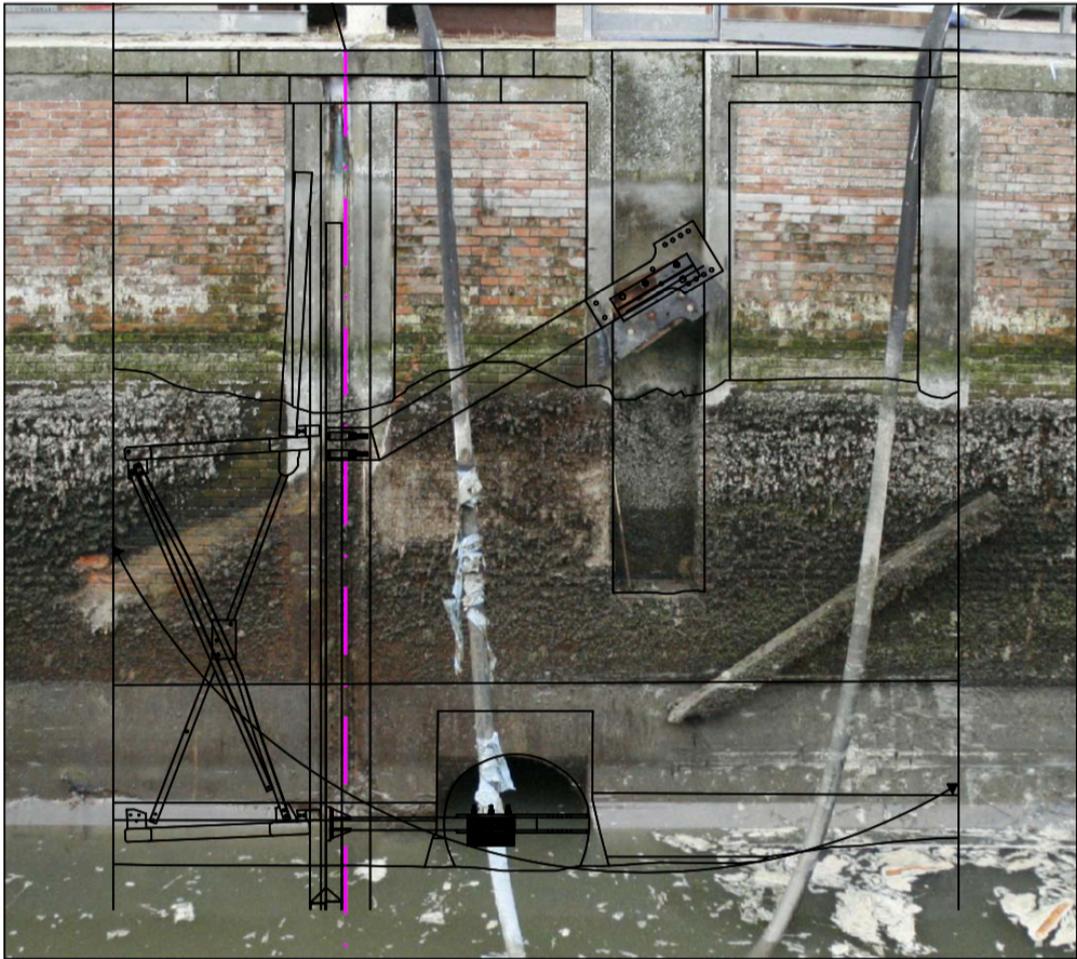


Figura 95: Elaborazione su immagine da sopralluogo della paratia in posizione verticale con freccia rappresentante la traiettoria del cinematismo

In aggiunta, si riporta in Figura 96, la schematizzazione della rotazione seguita dal pancone attraverso una sequenza a 4 tempi, a partire dalla posizione verticale di appoggio, con in evidenza le diverse posizioni dell'ancoraggio inferiore. La freccia rossa indica la traiettoria seguita dal pancone metallico durante il collasso.

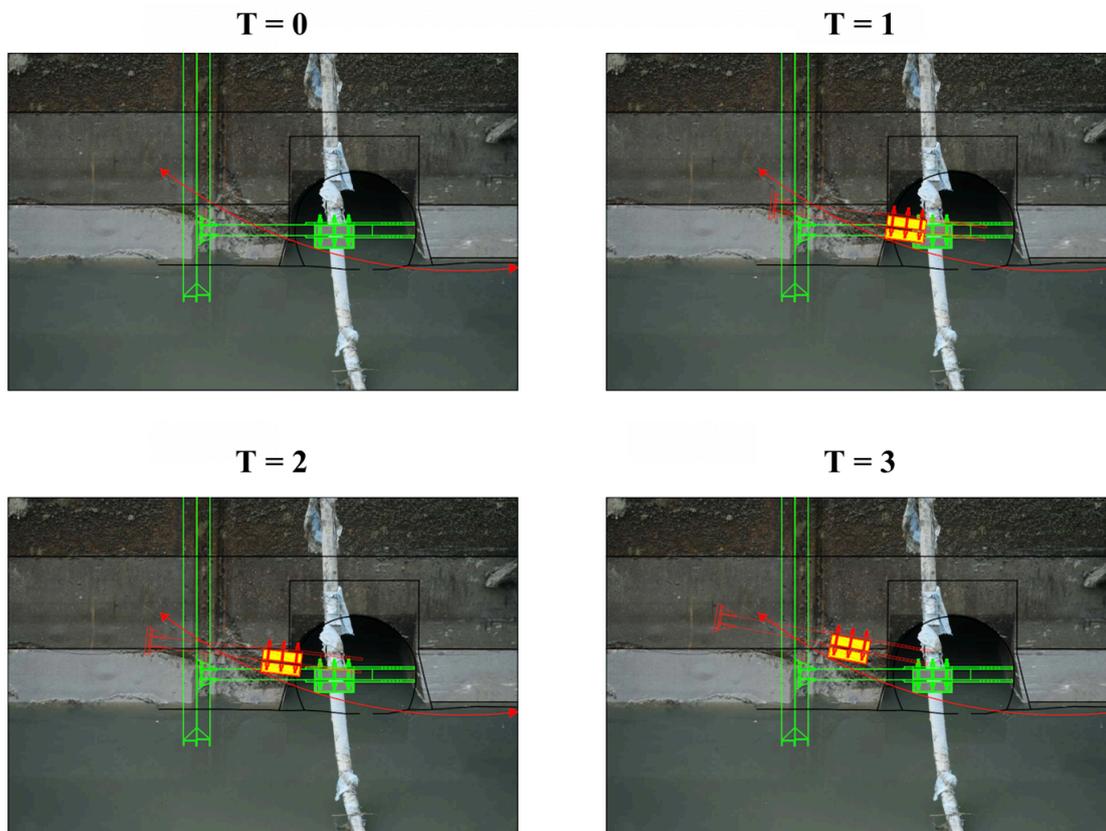


Figura 96: Rotazione in quattro tempi dell'ancoraggio inferiore lato bosco

Si avvalora in questo modo il Modello di Westergaard impiegato con lo scopo di studiare l'avanzamento della frattura per meccanismo di sollecitazione in Modo II.

5.3. Studio della frattura per Punzonamento

La rottura per punzonamento è indotta dall'applicazione di forze concentrate distribuite su un'area limitata. Questa è di tipo fragile in quanto generata da sollecitazioni di Taglio.

A fronte della trattazione teorica esposta nel Paragrafo 4.4 sul collasso per punzonamento, si andrà ora ad implementare il meccanismo di rottura all'elemento strutturale in calcestruzzo oggetto di questo studio.

5.3.1. Implementazione della Verifica a Punzonamento

L'applicazione della verifica a punzonamento è stata concretata considerando l'azione punzonante fornita dalla reazione puntuale di appoggio del piede inferiore del pancone metallico sulla porzione in calcestruzzo della parete della conca soggetta al cedimento.

La geometria della frattura è quella definita ed esaminata nel Paragrafo 4.5, come mostrato nell'elaborazione in Figura 97, dove si mette in evidenza la traccia a sezione triangolare scolpita sulla parete della conca (lato Ovest) dai bracci inferiori del pancone e la forza di taglio-punzonamento V_{Ed} agente. Le dimensioni della frattura sono le stesse viste in precedenza.

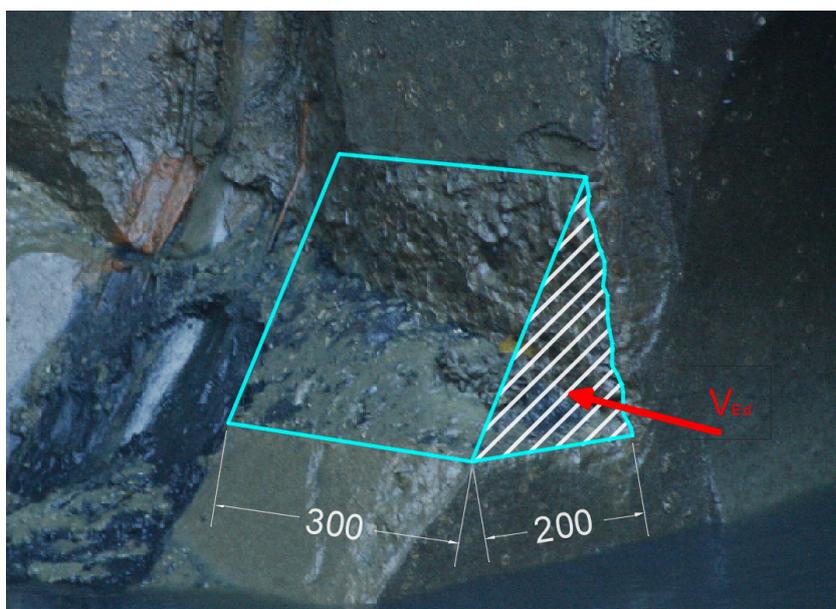


Figura 97: Riproduzione della porzione di calcestruzzo fratturata e azione punzonante agente nell'area di contatto tra acciaio e calcestruzzo

La geometria della superficie di contatto tra acciaio e calcestruzzo, entro la quale è distribuita l'azione sollecitante V_{Ed} di appoggio del pancone sul supporto in calcestruzzo, viene riportata in Figura 98 e consiste in quella definita nel Paragrafo 4.5 in base al rilievo laser a scansione effettuato in sede di indagini per la perizia tecnica del CTPM. Nell'elaborazione prodotta vengono riportate le dimensioni c_1 e c_2 per un diretto confronto con gli schemi di calcolo delle normative di riferimento.

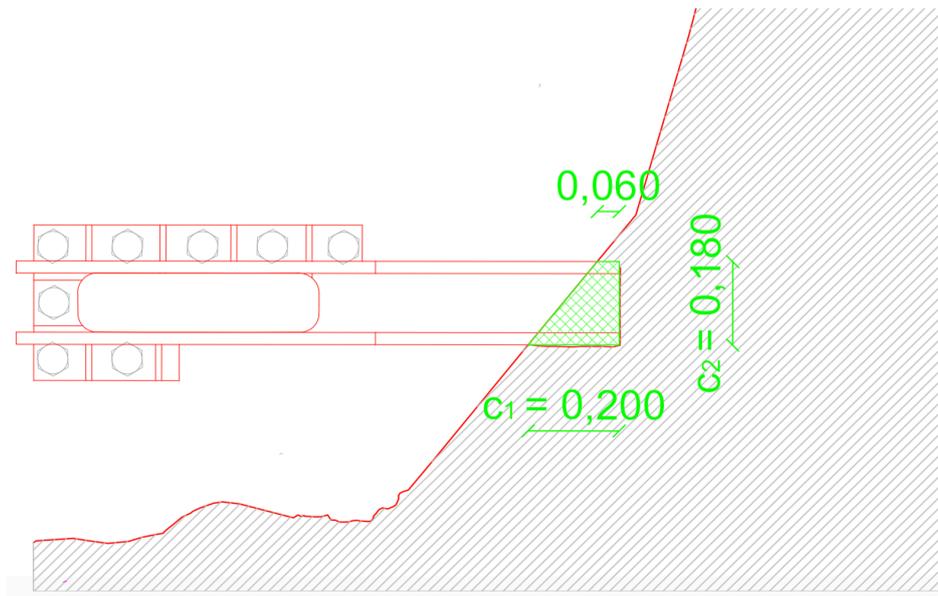


Figura 98: Geometria della superficie di contatto tra piedino del pancone in acciaio e la parete della conca in calcestruzzo

Per poter definire il perimetro di verifica entro cui attuare il calcolo della sollecitazione per taglio-punzonamento, tale geometria può essere modellata, in direzione sensibilmente a favore di sicurezza e cautelativa, attraverso lo schema in Figura 99 per il quale si fa fede alla geometria di riferimento descritta nell'Eurocodice 2.

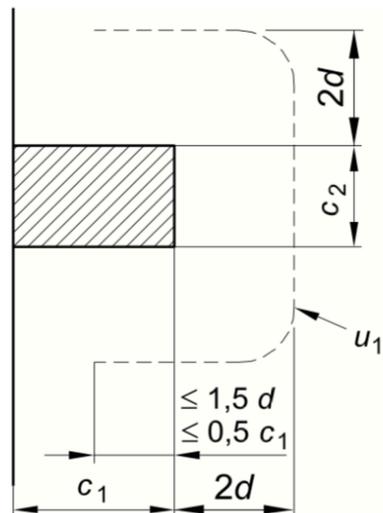


Figura 99: Schema definito dall'Eurocodice 2 per il perimetro di controllo nel caso di pilastro di bordo

Come visto al punto 4.5.1, la verifica a punzonamento si applica su due perimetri efficaci i quali, come prescritto dall'Eurocodice, sono così definiti:

- perimetro efficace u_1 nella Verifica 6.47 dell'EC2 in cui deve valere $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ perché l'armatura per il taglio-punzonamento non sia necessaria;
- perimetro a filo pilastro u_0 nella Verifica 6.53 dell'EC2 in cui si raccomanda $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$ ovvero che la massima tensione di taglio-punzonamento non sia superata.

Le due verifiche prevedono, nel primo caso, un perimetro e una superficie di controllo maggiore, di conseguenza una tensione tangenziale inferiore; viceversa, nel secondo caso, dove la superficie di impronta ha un perimetro inferiore, si ha una più elevata tensione tangenziale.

Si osserva che il perimetro u_0 è definito a filo della superficie di contatto tra il piedino inferiore del pancone e il supporto in calcestruzzo. Il perimetro di controllo u_1 consiste nel perimetro efficace individuato ad una distanza $2d$ dall'impronta caricata.

Ne segue che, per la geometria in esame, il calcolo dei due perimetri efficaci avviene mediante le seguenti espressioni:

$$u_0 = c_2 + 2c_1$$

$$u_1 = u_0 + \pi 2d$$

I dati di calcolo utilizzati nella verifica a punzonamento sono riepilogati in Tabella 8. Si è assunto, in maniera cautelativa, un calcestruzzo avente resistenza caratteristica cilindrica di 20 N/mm^2 .

Tabella 8: Dati utili per la verifica a punzonamento

Forza di calcolo punzonante (Reazione)	V_{ed} [N]	369052,20
Resistenza cilindrica del calcestruzzo	f_{ck} [MPa]	20,00
Altezza utile media (profondità della frattura)	d [mm]	300,00
Lunghezza lato maggiore dell'appoggio	c_1 [mm]	200,00
Lunghezza lato minore dell'appoggio	c_2 [mm]	18,00
Coefficiente amplificativo della tensione tangenziale	β [-]	1,40
Perimetro di controllo a filo pilastro	u_0 [mm]	418,00
Perimetro di controllo efficace	u_1 [mm]	2302,96

Nello schema in Figura 100 è riportata invece la geometria di riferimento assunta dall'EC2 per la definizione dei perimetri di controllo efficaci.

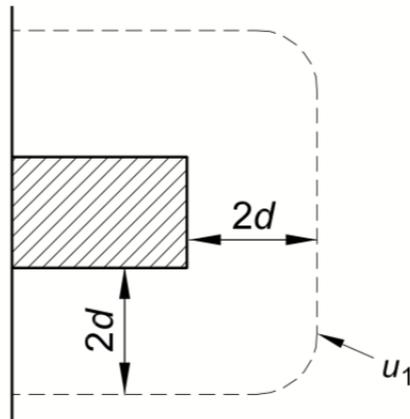


Figura 100: Definizione del perimetro efficace u_1 e del perimetro a filo pilastro u_0

Si vanno ora a valutare i risultati ottenuti singolarmente dall'implementazione di entrambe le verifiche che l'Eurocodice prescrive di effettuare sulla resistenza a taglio-punzonamento dell'elemento strutturale.

Verifica 6.47 dell'EC2 sul perimetro efficace u_1

La massima tensione di taglio-punzonamento per unità di lunghezza del perimetro di controllo u_1 è definita come

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} = 1,4 \frac{369052,20}{2302,96 \cdot 300} = 0,75 \text{ MPa}$$

La resistenza a punzonamento nel caso di elementi strutturali privi di armature a taglio è affidata ai meccanismi resistenti di un modello a pettine, come prescrive l'Eurocodice 2 al paragrafo 6.4.4. Tale resistenza è funzione dell'altezza utile d all'interno del coefficiente k (contributo dell'ingranamento degli inerti), della percentuale geometrica di armatura longitudinale ρ_L (contributo dell'effetto spinotto), calcolata come media tra le percentuali nelle direzioni x ed y ; della resistenza caratteristica cilindrica f_{ck} (resistente alla sezione d'incastro) e dallo sforzo di compressione della piastra σ_{cp} .

$$v_{Rd,c} = \max\{C_{Rd,c} k (100 \rho_L f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}; v_{MIN} + k_1 \sigma_{cp}\}$$

dove:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{300}} = 1,82$$

$$\rho_L = \sqrt{\rho_{L,x} \rho_{L,y}} = 0$$

in quanto la porzione di calcestruzzo interessata dalla frattura non presenta armatura longitudinale di rinforzo, ovvero:

$$\rho_L = \frac{A_l}{b_w d} = 0$$

L'Eurocodice raccomanda per il parametro k_1 un valore pari a

$$k_1 = 0,10$$

Poiché non è presente alcuno sforzo normale di precompressione:

$$\sigma_{cp} = 0$$

Si ha quindi:

$$C_{Rd,c} k (100 \rho_L f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} = 0$$

Tale resistenza dovrà essere superiore alla minima v_{MIN} del solo calcestruzzo espressa come

$$v_{MIN} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,82^{\frac{3}{2}} \cdot 20^{\frac{1}{2}} = 0,04 \text{ MPa}$$

Si ottiene così

$$v_{Rd,c} = 0,04 \text{ MPa}$$

Dalla prima verifica appena esposta, si ricava il rapporto δ tra la tensione agente e quella resistente che fornisce il seguente valore

$$\delta = \frac{v_{Ed}}{v_{Rd,c}} = 19,52$$

per il quale la verifica risulta sensibilmente non soddisfatta.

Verifica 6.53 dell'EC2 sul perimetro a filo pilastro u_0 .

Come criterio di verifica l'Eurocodice raccomanda che, al perimetro della colonna (o a quello della zona caricata), non deve essere superata la resistenza massima per punzonamento. La massima tensione di taglio-punzonamento per unità di lunghezza del perimetro di controllo u_0 è definita dalla

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_0 d} = 1,4 \frac{369052,20}{418,00 \cdot 300} = 4,12 \text{ MPa}$$

La resistenza massima per punzonamento è espressa come

$$v_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd}$$

in cui il coefficiente di Poisson ν , che tiene conto dell'effetto di fessurazione, è pari a

$$v = 0,7 \left(1 - \frac{f_{ck}}{200}\right) = 0,7 \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,64$$

mentre la resistenza di calcolo del calcestruzzo è

$$f_{cd} = \alpha_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{20}{1,5} = 11,33 \text{ MPa}$$

risulta allora

$$v_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd} = 0,5 \cdot 0,64 \cdot 11,33 = 3,65 \text{ MPa}$$

La verifica tensionale riguardo la limitazione ad un massimo valore della resistenza a taglio-punzonamento fornisce ora un rapporto δ sempre maggiore dell'unità e pari a

$$\delta = \frac{v_{Ed}}{v_{Rd,max}} = 1,13$$

Quest'ultima verifica sulla tensione nei campi di calcestruzzo in adiacenza alla superficie di impronta punzonante non risulta soddisfatta.

In conclusione di quanto esposto si può affermare che i risultati ottenuti confermano come l'elemento strutturale in calcestruzzo, da solo, non riesca a garantire l'opportuna resistenza atta a salvaguardare dal meccanismo di rottura indotto. Si ricade infatti nel caso in cui:

$$v_{Ed} \gg v_{Rd,c}$$

A tal proposito l'EC2 consiglia di calcolare il perimetro $u_{out,ef}$ oltre il quale non sono richieste le armature a taglio. Tale perimetro è ricavato semplicemente invertendo la formula per il calcolo delle tensioni tangenziali agenti, ponendo queste pari al valore di tensione resistente a punzonamento $v_{Rd,c}$ - caratteristico degli elementi privi di armatura a taglio - e ricavando come incognita il perimetro in questione.

Poiché valeva

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u d} \leq v_{Rd,c}$$

è possibile esplicitare il perimetro non necessitante di armatura a punzonamento:

$$u \geq \beta \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} d} \quad (\text{con } v_{Ed} = v_{Rd,c})$$

ovvero

$$u_{LIM} = \frac{\beta V_{E,d}}{v_{Rd,c} d}$$

Inoltre, l'Eurocodice prescrive che il perimetro esterno delle armature debba essere disposto ad una distanza non maggiore di kd all'interno del perimetro appena definito, il che equivale

a dire che l'armatura più distante non deve essere disposta oltre una distanza di k volte d (l'altezza utile) all'interno di $u_{out,ef}$. Il valore raccomandato dall'EC2 per k è pari a 1,5.

Il perimetro critico $u_{out,ef}$ all'esterno del quale non è richiesta l'armatura per punzonamento vale:

$$u_{out,ef} = \frac{\beta V_{E,d}}{v_{Rd,c} d} = \frac{1,4 \cdot 369052,20}{0,04 \cdot 300} = 44942,75 \text{ mm}$$

In Figura 101, l'estratto dell'EC2 riferito alla configurazione più generale di pilastri interni mostra i perimetri di verifica sia per u_{out} che per $u_{out,ef}$ e le relative disposizioni delle armature che cuciono le fessure radiali.

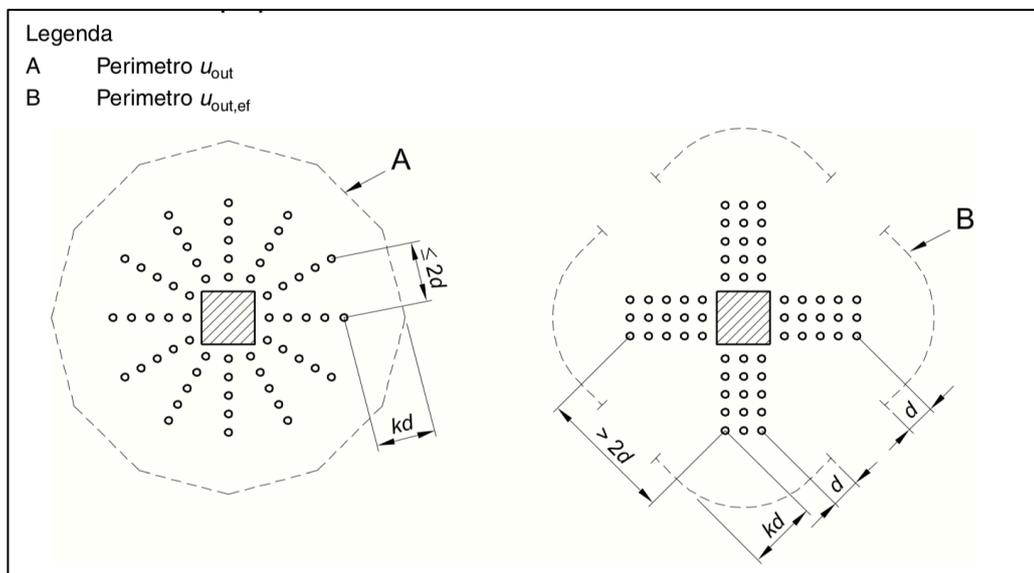


Figura 101: Perimetri di verifica u_{out} e $u_{out,ef}$ per pilastri interni (par. 6.4.5 dell'EC2)

6. CONCLUSIONI

Sulla base degli atti e della documentazione esaminata, delle valutazioni tecniche e strutturali condotte, si procede ora a esporre i risultati ottenuti sia con lo studio di Meccanica della Frattura, includendo i limiti incontrati con questo tipo di approccio; sia secondo il modello di collasso per punzonamento applicato. Si trarranno inoltre le conclusioni inerenti alla dinamica del sinistro, sulla sicurezza in cantiere e sulla conformità del Progetto con quanto realizzato.

6.1. Circa lo studio con la Meccanica della Frattura Elastica Lineare

A fronte dell'elaborazioni realizzate e dei calcoli effettuati, i risultati ottenuti dimostrano come il collasso non sia avvenuto tanto per il superamento della resistenza a taglio del calcestruzzo, quanto per la propagazione fragile della fessura per Modo II. Infatti, mentre la tensione agente τ e quella resistente τ_c presentano valori comparabili, il valore del fattore di intensificazione degli sforzi K_{II} è di un ordine di grandezza superiore al relativo valore critico K_{IIC} , come mostrato in Tabella 5. In quest'ultima, dal confronto con i valori critici della trattazione tensionale, risulta immediata la verifica dell'effettiva propagazione fragile della fessura. Quanto appena detto contribuisce ad avvalorare la corretta applicazione del modello di Meccanica della Frattura Lineare di Modo II e la caratterizzazione fragile della tipologia di collasso.

A fronte delle considerazioni di cui al Paragrafo 5.2 e riassunte in Tabella 6, è meglio individuabile come, per resistenze maggiori del calcestruzzo, la tensione critica aumenta fino a superare il valore della sollecitazione agente. Prova del fatto che, ad esempio, nel lato Est della conca (lato strada), dove la resistenza riscontrata in sede di indagine sclerometrica era circa pari a 50 MPa, il cedimento del supporto in calcestruzzo è avvenuto solo in seguito a quello sulla destra idraulica, come conseguenza della torsione che il pancone ha subito dopo il cedimento dell'appoggio sul lato opposto della conca; o ancora, se il calcestruzzo avesse avuto caratteristiche simili a quelle riscontrate dalle prove del 1962, con resistenza pari a circa 60 MPa, la frattura non sarebbe propagata e quindi il cedimento strutturale non si sarebbe verificato.

Il Criterio di Diramazione applicato, come visto nel Paragrafo 5.2.1, diviene un metodo di validazione e di confronto risolutivo in quanto ne scaturisce la veridicità della modalità di sollecitazione ipotizzata di Taglio puro (Modo II). Dall'implementazione del modello alla frattura in studio, si misura un valore angolare prossimo a quello definito teoricamente dal criterio di Erdogan e Sih, come illustrato chiaramente in Figura 94. Si è in questo modo convalidato il Modello di Westergaard impiegato al fine di studiare l'avanzamento della frattura per meccanismo di sollecitazione in Modo II.

I limiti incontrati in tale tipo di approccio sono principalmente attribuibili all'impossibilità di effettuare, in sede di studio per il presente lavoro di tesi, autonome indagini e rilievi diretti per la definizione della geometria e delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo delle

strutture coinvolte nel collasso, in seguito al diniego di nuove operazioni di svuotamento della conca. Come già detto, i dati salienti sono quindi stati dedotti e analizzati criticamente dalla documentazione in atti disponibile e, con particolare riferimento ai punti in questione, dalla documentazione progettuale originaria della conca, risalente al periodo 1959-1962, nonché dai rilievi di sopralluogo e dalle misurazioni effettuate dal CTPM e dai CTP durante le operazioni peritali svolte in sede di consulenza tecnica per il Procedimento. Circa la ricostruzione della superficie di contatto esposta al Paragrafo 4.5.3 che precede e che nel seguito è stata utilizzata come dato utile per l'analisi dello stato tensionale agente sul supporto in calcestruzzo, le imprecisioni presenti, dovute all'elaborazione effettuata, sono comunque da considerarsi come conservative e cautelative a fronte della sottostima delle superfici effettivamente coinvolte. Si fa osservare infatti, come l'area così stimata risulta essere sicuramente pari o superiore (ma sicuramente non minore) a quella di effettivo contatto al momento del sinistro, per effetto della propagazione dell'abrasione durante la rottura e dell'avanzamento della corrosione nei mesi successivi. Per quanto concerne la superficie di frattura, l'approssimazione a cui è soggetto il valore di area definito è legato all'ambiente circostante la zona fratturata. Più nel dettaglio, si è cercato di pervenire ad un valore quanto più possibile epurato da misurazioni falsate e da eventuali zone fratturate in realtà non esistenti, ovvero, al netto dell'esportazione di detriti formatosi a seguito del collasso delle strutture. Nel Paragrafo 5.1 è stato applicato il Modello di Westergaard per Modo II alla frattura del caso oggetto di studio. In tale contesto si è ipotizzato un valore di tenacità alla frattura K_{IIC} semplificato in base all'intervallo di valori suggerito in letteratura. Questo, pari a $1,6 \div 2,1 \text{ MPa m}^{1/2}$, tuttavia, si riferisce a valori di resistenza del calcestruzzo compresi tra i 25 e 42 MPa; entrambi superiori alla resistenza rilevata dalle indagini in situ, pari a 15-19 MPa. In virtù della resistenza del calcestruzzo riscontrata, si è ritenuto ipotizzabile un valore pari a $1,475 \text{ MPa m}^{1/2}$, ottenuto dall'interpolazione mostrata nella Tabella 6. A riguardo, sebbene l'andamento ipotizzato sia semplificato, si osserva che l'estrapolazione effettuata dei valori intermedi è cautelativa per il caso in studio in quanto, in primo luogo, il valore di $1,475 \text{ MPa m}^{1/2}$ adottato è sensibilmente più alto rispetto a quello relativo allo stato di fatto reale per calcestruzzo, caratterizzato da una resistenza pari a 15-19 MPa. Tale valore è infatti riferito ad un calcestruzzo avente resistenza pari a 20 MPa. Ancora più rilevante, l'estremo di $2,1 \text{ MPa m}^{1/2}$ del K_{IIC} è associato, secondo l'interpolazione assunta, ad un valore di R_C pari a 45 MPa in luogo dei 42 MPa indicati in letteratura.

In conclusione, è possibile affermare come le approssimazioni in gioco nella trattazione siano garantiste e conservative.

6.2. Circa la dinamica del sinistro e la causa

La trattazione sopra esposta corrobora la tesi già sostenuta nel presente lavoro di tesi circa le cause del collasso del calcestruzzo cui risultava appoggiato il pancone metallico (piedini inferiori), individuando nella rottura fragile a taglio del materiale la causa, determinata dalle sue scarse caratteristiche di resistenza. Ciò è ulteriormente dimostrato dal fatto che il collasso, in una condizione in linea generale di simmetria, è avvenuto sul lato Ovest (lato

destro, o lato bosco), dove le indagini, pur indirette (non distruttive) ed eseguite in sede di indagini per conto del CTPM, hanno evidenziato valori della resistenza stimata del calcestruzzo sensibilmente inferiori a quelli del lato opposto.

La dinamica del sinistro è quindi sintetizzabile come segue:

cedimento del vincolo inferiore del pancone, nella porzione di appoggio sul calcestruzzo della parete della conca posta sul lato Ovest, con conseguente rotazione del pancone stesso e innesco dell'istantaneo ingresso d'acqua nella vasca sede dei lavori, con la conseguente creazione di un effetto onda anomala che ha travolto i lavoratori.

La causa della dinamica sopra descritta è la rottura fragile in Modo II del calcestruzzo cui il pancone risultava vincolato. La parte interessata dalla rottura è una porzione limitata, che in sede di indagine condotta dal PM ha presentato scarse caratteristiche di resistenza del materiale, sia in relazione alle analoghe indagini effettuate sull'altro lato del canale (che hanno fornito valori di resistenza decisamente superiori), sia in relazione alle caratteristiche di resistenza del materiale originario come deducibili dalle certificazioni di collaudo.

6.3. Circa la sicurezza in cantiere, il Progetto ed ulteriori considerazioni di interesse ingegneristico

Come analizzato al Capitolo 2 che precede, i lavori di manutenzione durante l'esecuzione dei quali si è verificato il sinistro, sono stati appaltati successivamente all'approvazione di un Progetto esecutivo degli stessi, formalmente completo di ogni elaborato richiesto per legge e il quale conteneva anche il Progetto del pancone provvisoriale coinvolto nel sinistro.

Riguardo il Progetto esecutivo approvato, questo conteneva un dimensionamento di massima dell'opera provvisoriale che, in quanto tale, avrebbe dovuto essere elaborato dall'Impresa aggiudicataria dei lavori. Nel Progetto non era in alcun modo affrontata la tematica delle condizioni delle pareti di calcestruzzo della conca alle quali sarebbe stato vincolato il pancone, né veniva indicata la necessità di approfondire tale aspetto, come illustrato nella panoramica esposta al Paragrafo 2.2 sui livelli di conoscenza. Il Progetto avrebbe dovuto costituire l'affinamento del dimensionamento di massima.

In tale contesto si fa osservare inoltre come in fase di realizzazione dell'opera non siano stati seguiti tutti i dettami imposti dal CSA, con particolare riferimento all'apposizione dei sacchetti di sabbia tra il pancone e la porzione di calcestruzzo.

L'inserimento di sacchetti di sabbia, come previsto nel Progetto, in corrispondenza dei vincoli inferiori del pancone nella zona di contatto tra i profilati metallici e l'appoggio in calcestruzzo, avrebbe avuto la funzione di ripartire il carico agente su una superficie di calcestruzzo maggiore, riducendo conseguentemente le tensioni agenti su di esso. Infatti, mentre la compressione consiste nel tipo di sollecitazione per la quale il calcestruzzo è adatto a resistere (pur avendo a che fare con piccole superfici di contatto e dunque elevate sollecitazioni), la ridotta area di contatto tra piedino inferiore e supporto in calcestruzzo fa sì che nella sezione di spigolo in oggetto la capacità di resistenza a taglio sia sensibilmente

inferiore; perlopiù considerando l'evidente assenza di ferri di armatura in quella porzione, come si può osservare in Figura 102.



Figura 102: Zona interessata alla rottura nel cls (lato bosco), in cui si nota l'assenza di armatura

A questo proposito è ragionevole affermare che il calcestruzzo, per sua natura materiale anisotropo (con comportamento e resistenza differente a seconda della direzione) e che solo a compressione possiede una resistenza strutturale adeguata, non può in quella zona di spigolo resistere in alcun modo a Taglio. A maggior ragione, con riferimento alla vetustà del materiale dopo 50 anni dalla sua messa in opera, non è dato sapere quale sia l'effettivo stato del calcestruzzo in quella estensione, né se la resistenza sia tecnicamente valutabile in uno spigolo.

L'ingegnerizzazione del pancone provvisorio è avvenuta direttamente in campo tramite la proposta di alcune soluzioni avanzate dall'Impresa in modifica di quelle presenti nel Progetto a base di gara e tali scelte sono state, in parte, autorizzate dalla DL, in parte implicitamente avallate dal DL in quanto non oggetto di contestazione. Tali modifiche non costituiscono, ai sensi di legge, una variante al Progetto.

Il PSC, redatto dal CSP e allegato al Progetto esecutivo, non prevedeva il rischio di annegamento per i lavoratori se non per caduta dall'alto nelle fasi di pre e post messa in secca della conca. Non era contemplato il rischio di annegamento per "onda anomala" improvvisa originatasi a seguito del collasso dell'elemento strutturale (il pancone), in quanto la messa in conto della rottura delle opere in realizzazione tra i possibili scenari di rischio

comporterebbe una situazione paradossale in cui viene presupposta la mancanza della corretta impostazione di base del processo costruttivo e della realizzazione delle opere a regola dell'arte, sia in termini di progettazione sia di realizzazione.

In conclusione, come anche già sostenuto, in fase di progetto non si è provveduto ad accertare le condizioni geometriche e di resistenza meccanica del calcestruzzo delle pareti della conca sulle quali si sarebbe dovuto realizzare il vincolo del pancone; né, in assenza di specifiche indagini e/o approfondimento di tale conoscenza, si sono adottate misure cautelative a riguardo. La relazione di calcolo è stata unicamente finalizzata al dimensionamento del pancone metallico stesso e non sono stati curati i dettagli di vincolo alla struttura preesistente nel punto specifico, omissione che è all'origine della causa dell'incidente, come già discusso ampiamente nel Paragrafo 2.2.

Nel caso in specie, si osserva pertanto che, trattandosi di intervento su struttura preesistente e in assenza di specifiche indagini, si sarebbe potuto agire con le opportune e necessarie cautele al fine di garantire i margini di sicurezza appropriati, in accordo con quanto previsto per l'analisi di opere esistenti e coerentemente con le NTC 2008 vigenti all'epoca. A tale scopo si sarebbe potuto ricorrere alla valutazione del livello di conoscenza per l'opera esistente cui la struttura metallica sarebbe stata vincolata (di fatto nota solo sulla base del Progetto originario del 1959) e alla definizione del conseguente fattore di confidenza da applicare alla resistenza del materiale, addivenendo così a valori cautelativi e conservativi.

Nella relazione di dimensionamento, sempre con riferimento al vincolo in questione, tuttavia non è considerata in alcun modo la struttura preesistente, né le sue caratteristiche geometriche, peculiari e di resistenza, né infine il possibile degrado della stessa data l'epoca e il contesto di esercizio.

Bibliografia

- [1] Westergaard H. M. "Bearing pressures and cracks", *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 6, pp. 49-53, 1939
- [2] Erdogan, F., Sih, G.C., "On the crack extension in plates under plane loading and transverse shear", *Journal of Basic Engineering*, No. 85, pp. 519-525, 1963
- [3] Y. Murakami, (Editor-in-chief), "Stress Intensity Factors Handbook" Vol. I-II, Pergamon Press (1987)
- [4] Tada, H., Paris, P.C., Irwin, G. "The Stress Analysis of Cracks Handbook", Paris Productions Incorporated (and Del Research Corporation), St. Louis, Missouri, 1963
- [5] Hans-Wolf Reinhardt, Shilang Xu, "Experimental determination of KIIC of normal strength concrete", *Material and Structures*, Vol.31, pp. 296-3302, 1998
- [6] M. A. Imam, M. Mahdy, A. I. Elsherbiny, Fracture Properties of Mode II for high strength concrete, *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, Vol. III, Issue: 5, 2006
- [7] Alberto Carpinteri e Giovanni Colombo "Numerical analysis of catastrophic softening behaviour (snap-back instability)". In: *Computers & structures* 31.4 (1989), pp. 607–636.
- [8] A. Hillerborg, *Engineering Fracture Mechanics*, 35 (1990) 233-240.
- [9] C. Bosco, P.G. Debernardi, Report No. 36, Atti del Dipartimento, Politecnico di Torino, Ingegneria Strutturale, (1992).
- [10] A. Carpinteri, G. Lacidogna, N. Pugno, *International Journal of Fracture*, 129 (2004) 131-139.
- [11] G. Ferro, A. Carpinteri, *Journal of Applied Mechanics*, 75 (2008) 41003/1-41003/8.
- [12] A. Carpinteri, *Proceedings of a NATO Advanced Research Workshop*, Evanston, USA, 1984, Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht, (1985) 287-316.
- [13] A. Carpinteri, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 37 (1989) 567-582.
- [14] A. Carpinteri, M. Corrado, M. Paggi, G. Mancini, *Proceedings of FramCoS 6*, Catania, Italy, 2007, Taylor & Francis, London, 2 (2007) 655-663.
- [15] G. Ferrara, M.E. Gobbi, *Report to RILEM Committee 148-SSC*, ENEL-CRIS Laboratory, Milano, (1995).
- [16] C. Bosco, A. Carpinteri, *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, 118 (1991) 1564-1577.
- [17] Hillerborg A., Mooder M. & Petersson P. E. "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements", *Cement and Concrete Research*, 6, 773-782, 1976.

-
- [18] Carpinteri A., Ferro G. “Size effects on tensile fracture properties: a unified explanation based on disorder and fractality of concrete microstructure”, *Materials and Structures*, 27, 563-571, 1994.
- [19] Carpinteri A., Chiaia B., Ferro G. “Size effect on nominal tensile strength of concrete structures: multifractality of material ligament and dimensional transition from order to disorder”, *Materials and Structures*, 28, 311-317, 1995.
- [20] Carpinteri A., Chiaia B. “Multifractal nature of concrete fracture surfaces and size effects on nominal fracture energy”, *Materials and Structures*, 28, 435-443, 1995.
- [21] Carpinteri A. “Fractal nature of material microstructure and size effects on apparent mechanical properties”, *Mechanics of Materials*, 18, 89-101, 1994.
- [22] Carpinteri A., Chiaia B., Invernizzi S. “Three-dimensional fractal analysis of concrete fracture at the meso-level”, *Theoretical and applied fracture mechanics*, 31, 163-172, 1999.
- [23] Carpinteri A. “Fractal nature of material microstructure and size effects on apparent mechanical properties”, *Mechanics of Materials*, 18, 89-101, 1994.
- [24] Carpinteri A., Chiaia B., Invernizzi S. “Three-dimensional fractal analysis of concrete fracture at the meso-level”, *Theoretical and applied fracture mechanics*, 31, 163-172, 1999.
- [25] Bazant Z.P., Oh B.H. “Crack band theory for fracture of concrete”, *Materials and Structures*, 16, 155-177, 1983.
- [26] Carpinteri A., Ferro G. “Scaling behaviour and dual renormalization of experimental tensile softening response”, *Materials and Structures*, 31, 303-309, 1998.
- [27] Carpinteri A., Ferro G. “Scaling behaviour and dual renormalization of experimental tensile softening response”, *Materials and Structures*, 31, 303-309, 1998.
- [28] N. I. Muskhelishvili, “Some Basic Problems of Mathematical Theory of Elasticity”, translated from Russian by J. R. M. Radok (Noordhoff, Groningen, 1953).
- [29] Zappalorto M., Lazzarin P. “Distribuzioni di tensione per intaglio soggetti a torsione in condizioni elastiche ed elastoplastiche”, *Frattura ed Integrità Strutturale*, 7, 29-56, 2009.

Normativa di riferimento

- [30] D.M. 14 gennaio 2008 – NTC 2008: Norme Tecniche per le Costruzioni;
- [31] CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 – Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- [32] D.M. 17 gennaio 2018 – NTC 2018: Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni;
- [33] D.Lgs. 9 aprile 2008, n. 81 e s.m.i. – Testo Unico in materia di Salute e Sicurezza sul Lavoro;
- [34] D.Lgs. 9 aprile 2008, n. 81 e s.m.i. – Allegati;
- [35] D.Lgs. 12 aprile 2006, n. 163 – Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 2004/18/CE;
- [36] D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207 – Regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 207;
- [37] D.P.R. 14 settembre 2011, n. 177 – Regolamento recante norme per la qualificazione delle imprese e dei lavoratori autonomi operanti in ambienti sospetti di inquinamento o confinanti, a norma dell'articolo 6, comma 8, lettera g), del decreto legislativo 9 aprile 2008, n. 81;
- [38] UNI EN 12504-2:2001 – Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Prove non distruttive - Determinazione dell'indice sclerometrico;
- [39] UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocode 2 – *Design of concrete structures*.

Indice delle Figure

Figura 1: Conca di navigazione di Valle Lepri (Ferrara), fonte Google Earth®.....	4
Figura 2: Conca Valle Lepri con vista verso monte, in primo piano il pancone metallico provvisorio prima del collasso	5
Figura 3: Da elaborato grafico di Progetto: vista in pianta della conca	10
Figura 4: Da elaborato grafico di Progetto: particolare della trave trasversale superiore ...	11
Figura 5: Da elaborato grafico di Progetto: particolare della trave trasversale inferiore	11
Figura 6: Da elaborato grafico di Progetto: semi-prospetto di valle e di monte	11
Figura 7: Da elaborato grafico di Progetto: sezione verticale longitudinale	12
Figura 8: Da elaborato grafico di Progetto (variante in corso d'opera): sezione verticale longitudinale	13
Figura 9: Ricostruzione della superficie di appoggio nella condizione reale di carico, senza la presenza dei sacchetti di sabbia	15
Figura 10: Ricostruzione della superficie di appoggio nella condizione prevista da CSA con la presenza dei sacchetti di sabbia per una migliore ripartizione del carico	15
Figura 11: Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile, conseguenti metodi di analisi ammessi e relativi valori dei fattori di confidenza.....	18
Figura 12: Stralcio del Piano di Sicurezza e Coordinamento a firma del CSP e CSE	23
Figura 13: Estratto del PSC al Punto E.1.7.....	24
Figura 14: Estratto del PSC al Punto E.1.11.....	24
Figura 15: Estratto del PSC al Punto E.1.12.....	25
Figura 16: Estratto del PSC al Punto E.1.13.....	26
Figura 17: Estratto del PSC al Punto E.3.3.....	27
Figura 18: Estratto del PSC al Punto E.3.6.....	28
Figura 19: Estratto del PSC al Punto E.3.6.....	29
Figura 20: Estratto del PSC alla Fase 4	30
Figura 21: Conca Valle Lepri con vista verso monte, in primo piano il pancone metallico provvisorio a seguito del collasso	32
Figura 22: Elaborazione con allineamenti atti a mettere in evidenza la superficie non piana di contatto	33
Figura 23: Elaborazione sequenza in 4 tempi della rotazione del pancone.....	35
Figura 24: Disegno tecnico schematico di una sezione verticale del pancone.....	36
Figura 25: Sequenza del cinematismo del pancone provvisorio con tirante angolato.....	36
Figura 26: Solco nel calcestruzzo lato destro della conca, sede del primo collasso.....	37
Figura 27: Solco nel calcestruzzo lato sinistro della conca	37
Figura 28: Rotazione in quattro tempi dell'ancoraggio inferiore lato bosco.....	38
Figura 29: Legge costitutiva caratteristica dei materiali duttili (in verde) e dei materiali fragili-quasi fragili (in rosso).....	40
Figura 30: Dipendenza del ramo di softening della legge costitutiva dalla scala dimensionale.....	41
Figura 31: Nuova legge costitutiva formata dall'unione della legge elastica classica con quella coesiva	42
Figura 32: In rosso, fenomeno instabile di Snap-Back.....	42
Figura 33: Kirsh (1898), lastra infinita soggetta a trazione monoassiale e foro circolare...	43
Figura 34: Inglis (1913), lastra infinita soggetta a trazione monoassiale e foro ellittico	44
Figura 35: Caso limite in cui il rapporto degli assi a/b tende a infinito (fessura)	45

Figura 36: Griffith (1920), lastra infinita soggetta a trazione uniforme e isotropa e con intaglio lungo 2a	45
Figura 37: Irwin (1957), lastra infinita soggetta a trazione uniforme e isotropa e con fessura lunga 2a.....	47
Figura 38: Modello di Westergaard per Modo I.....	49
Figura 39: Modi elementari di sollecitazione della fessura; da sinistra verso destra: apertura, scorrimento, strappo.	49
Figura 40: Sistema di coordinate polari con origine all'apice della fessura.....	53
Figura 41: Profondità relativa della fessura a/b.....	55
Figura 42: Modello di Westergaard per Modo II	56
Figura 43: Modello di Westergaard per Modo Misto.....	60
Figura 44: Lastra soggetta a sforzo biassiale e fessura inclinata di β rispetto alla verticale	61
Figura 45: Sistema di riferimento in coordinate polari all'apice della fessura.....	62
Figura 46: Legame tra angolo di inclinazione β e angolo di diramazione θ della fessura .	63
Figura 47: Verifica dell'effettiva propagazione della fessura in Modo Misto	64
Figura 48: Meccanismo di Rottura per Punzonamento in fase di esercizio e in fase di collasso e relativa disposizione delle fessure	65
Figura 49: Estratto del Paragrafo 4.1.2.3.5.4 delle Nuove NTC 2018	66
Figura 50: Schema di calcolo generico dell'EC2 e distribuzione delle tensioni tangenziali	67
Figura 51: Esempio di calcolo dei perimetri di controllo.....	68
Figura 52: Valori del parametro amplificativo β raccomandati nel paragrafo 6.4.3 dell'EC2 in funzione della disposizione interna dei pilastri su una piastra in calcestruzzo	68
Figura 53: Perimetri di verifica di base tipici intorno ad aree caricate (Par. 6.4.2 dell'EC2)	69
Figura 54: Espressioni consigliate dall'EC2 per il perimetro u_0 in base alla disposizione dei pilastri	71
Figura 55: Perimetri di verifica u_{out} e $u_{out,ef}$ per pilastri interni (par. 6.4.5 dell'EC2)	72
Figura 56: Elaborazione grafica a partire da quella redatta dal CTPM con in rosso la zona di rottura del cls (misure in metri)	74
Figura 57: Elaborazione grafica a partire da quella redatta dal CTPM con particolare dell'appoggio del piedino inferiore visto dall'alto, estratto da rilievo laser scanner (misure in metri)	74
Figura 58: Ricostruzione della paratia in posizione verticale e piedini inferiori non poggianti alla parete laterale di imbocco dell'acquedotto	75
Figura 59: Superficie di contatto nel piede di appoggio considerata dal CTPM.....	76
Figura 60: Particolare dell'appoggio del vincolo inferiore del pancone sulla parete dell'imbocco dell'acquedotto	76
Figura 61: Geometria di frattura e superficie di appoggio del pancone, da ricostruzione del CTPM (misure in metri)	77
Figura 62: Misure di interesse della zona fratturata riscontrate durante il sopralluogo del CTP (misure in metri).....	78
Figura 63: Particolare della zona interessata dalla frattura (imbocco cunicolo acquedotto), traccia a sezione triangolare	79
Figura 64: Schemi di confronto delle misure coinvolte (misure in metri)	80

Figura 65: Elaborazione IMG_0031 del fascicolo fotografico redatto a seguito del sopralluogo del CTP	81
Figura 66: Elaborazione IMG_0032 del fascicolo fotografico redatto a seguito del sopralluogo del CTP	82
Figura 67: Elaborazione grafica della geometria di frattura e superficie di appoggio del pancone da ricostruzione del CTP (misure in metri).....	83
Figura 68: Ricostruzione della superficie teorica di contatto tra pancone metallico e supporto in calcestruzzo come da geometria del CTP.....	84
Figura 69: Piede di appoggio inferiore del pancone e messa in evidenza della presenza di abrasione sulla superficie (da fascicolo fotografico dell'ultimo sopralluogo)	85
Figura 70: Particolare della superficie di contatto caratterizzata dalla presenza di abrasione (da fascicolo fotografico dell'ultimo sopralluogo).....	86
Figura 71: Stralcio elaborato del rilievo laser a scansione, dettaglio del piede di appoggio inferiore	87
Figura 72: Immagine di dettaglio del piede di appoggio inferiore, validazione del rilievo laser effettuato	87
Figura 73: Ricostruzione della superficie di contatto tra piedino di appoggio inferiore lato bosco (Ovest) e la conca in calcestruzzo	88
Figura 74: Geometria dell'area di contatto (misure in m).....	89
Figura 75: Elaborazione della superficie di frattura in base alle misure dedotte dai rilievi effettuati (misure in metri).....	90
Figura 76: Stralcio censurato del certificato originale del 1962 dei provini in calcestruzzo	91
Figura 77: Stralcio del certificato originale del 1962 con in evidenza i valori riguardanti la zona di interesse.....	91
Figura 78: Zona di rottura del calcestruzzo lato bosco (a) e lato strada (b)	93
Figura 79: Sclerometro Ectha 1000	93
Figura 80: Esecuzione della prova.....	94
Figura 81: Curva di taratura dello strumento.....	95
Figura 82. Schema statico con rappresentazione del diagramma del carico idrostatico nella configurazione dello stato rilevato al momento del collasso.....	98
Figura 83. Diagramma del momento flettente e reazioni vincolari in corrispondenza degli appoggi	99
Figura 84: Reazione di appoggio inferiore	100
Figura 85: Profondità relativa della fessura.....	102
Figura 86: Schema del modello di calcolo della frattura estrapolato dal Murakami's Handbook.....	102
Figura 87: Geometria della superficie di frattura di riferimento A_F	103
Figura 88: Geometria di frattura schematizzata	104
Figura 89: Sistema di coordinate polari con origine all'apice della fessura.....	106
Figura 90: Andamento teorico delle tensioni τ_{xy} all'apice della frattura lungo l'asse x..	107
Figura 91: Lastra soggetta a sforzo biassiale e fessura inclinata di β rispetto alla verticale	109
Figura 92: Angolo di diramazione della fessura nel caso di Modo II puro	110
Figura 93: Diagramma di confronto con i rapporti critici	111
Figura 94: Angolo di diramazione della frattura in situ	112

Figura 95: Elaborazione su immagine da sopralluogo della paratia in posizione verticale con freccia rappresentante la traiettoria del cinematismo	113
Figura 96: Rotazione in quattro tempi dell'ancoraggio inferiore lato bosco.....	114
Figura 97: Riproduzione della porzione di calcestruzzo fratturata e azione punzonante agente nell'area di contatto tra acciaio e calcestruzzo.....	115
Figura 98: Geometria della superficie di contatto tra piedino del pancone in acciaio e la parete della conca in calcestruzzo	116
Figura 99: Schema definito dall'Eurocodice 2 per il perimetro di controllo nel caso di pilastro di bordo.....	116
Figura 100: Definizione del perimetro efficace u_1 e del perimetro a filo pilastro u_0	118
Figura 101: Perimetri di verifica u_{out} e $u_{out,ef}$ per pilastri interni (par. 6.4.5 dell'EC2)	121
Figura 102: Zona interessata alla rottura nel cls (lato bosco), in cui si nota l'assenza di armatura	125

Indice delle Tabelle

Tabella 1: Misure da sopralluogo del CTP e relativa figura esplicativa delle grandezze ...	80
Tabella 2: Risultati prova sclerometrica lato Est.....	96
Tabella 3: Risultati prova sclerometrica lato Ovest.....	96
Tabella 4: Funzione di forma in funzione del rapporto b/a (Murakami).....	105
Tabella 5: Confronto con i valori critici della trattazione tensionale	108
Tabella 6: Valori di tensione critica τ_c al variare della tenacità del materiale K_{IIC}	108
Tabella 7: Riepilogo dei valori definiti per i parametri in gioco	112
Tabella 8: Dati utili per la verifica a punzonamento	117

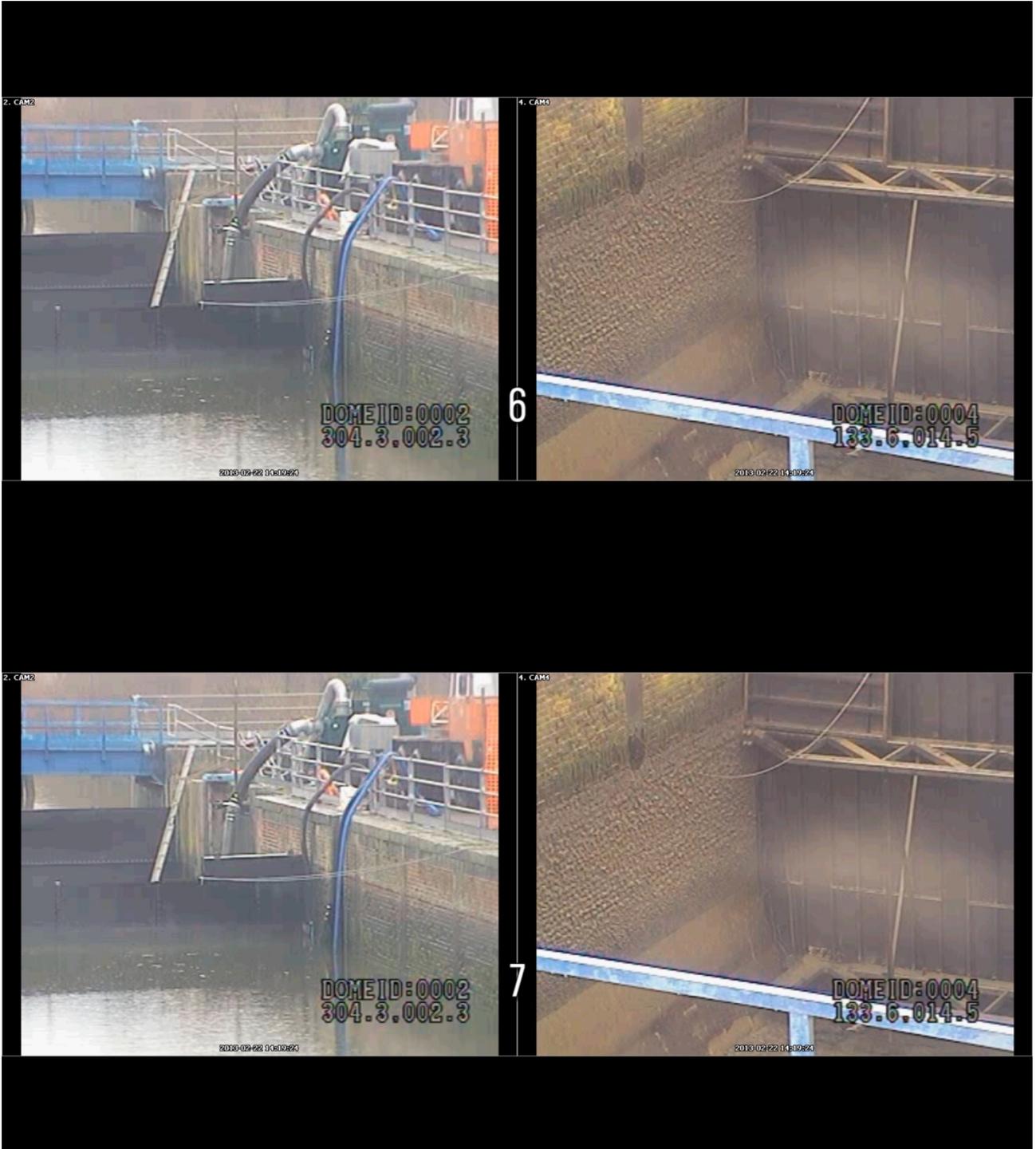
Allegato 1

Fotogrammi estrapolati dal filmato registrato dalle videocamere di sorveglianza





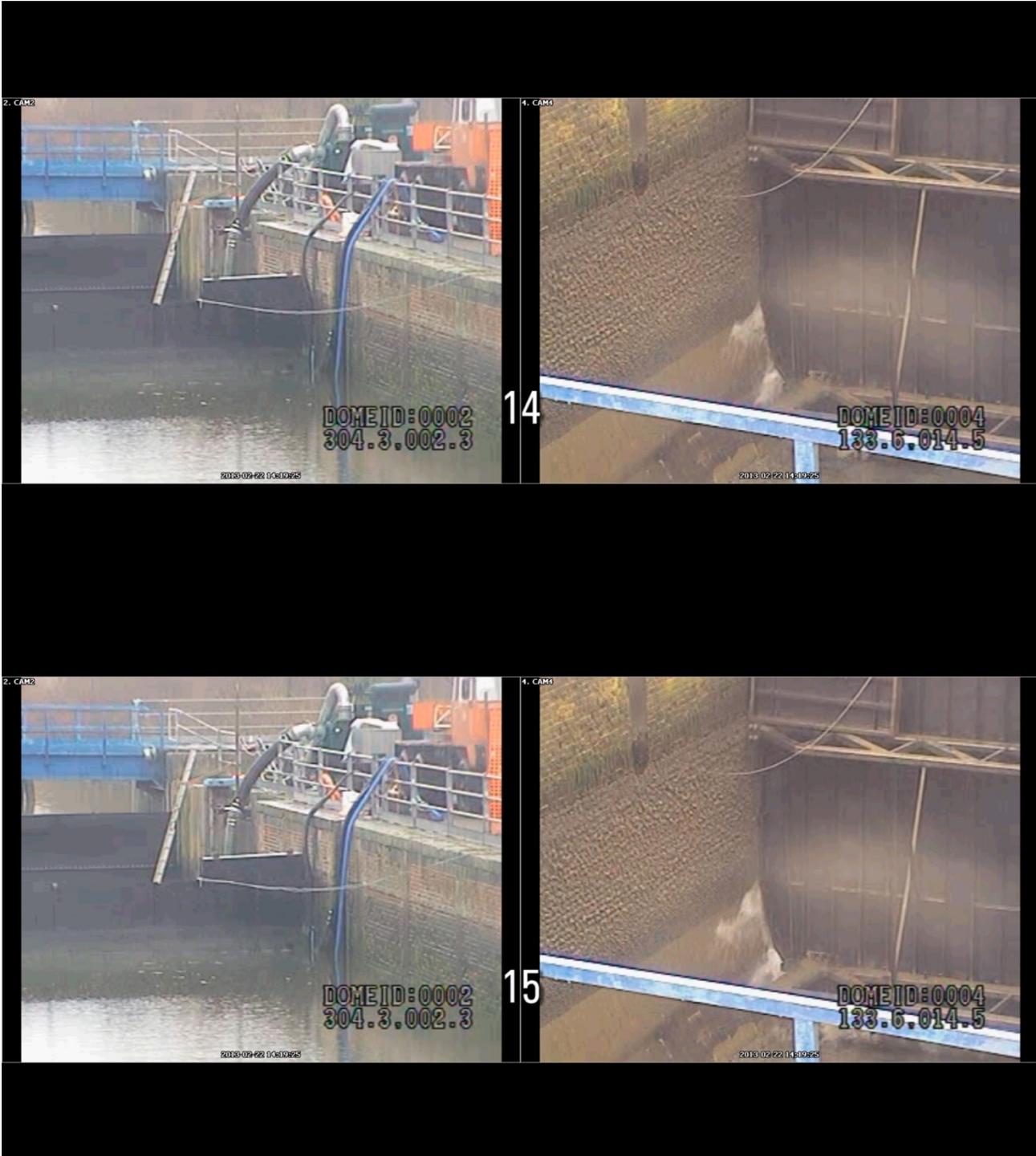








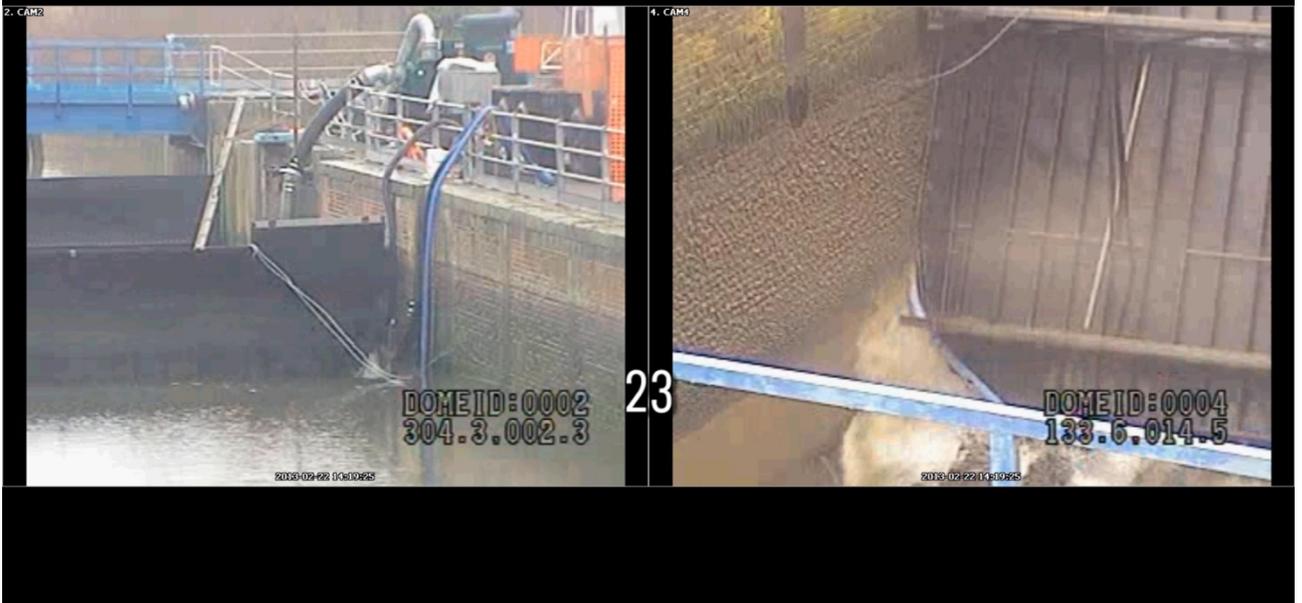








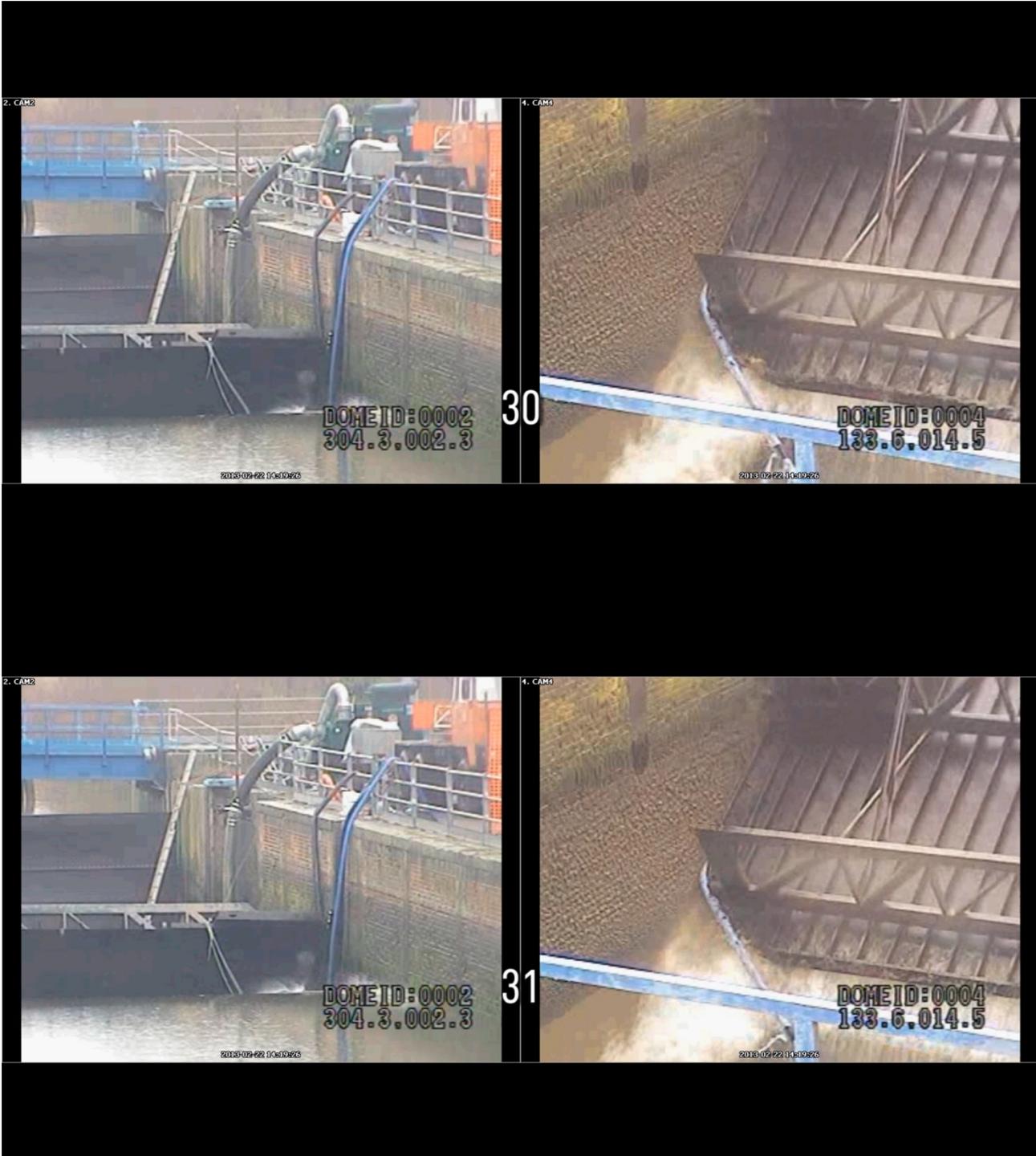
















Allegato 2

Specifiche tecniche utilizzate per gli schemi di calcolo nel software di analisi Ftool

Member
Attributes

Length = 0.44 m

Material: s355

Type: Isotropic

E = 205000 MPa

Poisson = 0.30

gama = 77.0 kN/m³

alpha = 0.000012 /°C

Section: pancone

Type: Rectangle

d = 400 mm

b = 4 mm

A = 1.6000e+003 mm²

As = 1.3333e+003 mm²

I = 2.1333e+007 mm⁴

depth = 400 mm

ygc = 200 mm

Flexible member:

Axial deformation.

No shear deformation.

End Moments:

None.

Linear Load: q1

Dir: Global

Pxi = 0.00 kN/m

Pyi = 0.00 kN/m

Pxj = 26.37 kN/m

Pyj = 0.00 kN/m

Thermal Load:

None.

Member
Attributes

Length = 3.00 m

Material: s355

Type: Isotropic

E = 205000 MPa

Poisson = 0.30

gama = 77.0 kN/m³

alpha = 0.000012 /°C

Section: pancone

Type: Rectangle

d = 400 mm

b = 4 mm

A = 1.6000e+003 mm²

As = 1.3333e+003 mm²

I = 2.1333e+007 mm⁴

depth = 400 mm

ygc = 200 mm

Flexible member:

Axial deformation.

No shear deformation.

End Moments:

None.

Linear Load: q2

Dir: Global

Pxi = 26.37 kN/m

Pyi = 0.00 kN/m

Pxj = 206.19 kN/m

Pyj = 0.00 kN/m

Thermal Load:

None.

Member
Attributes

Length = 0.63 m

Material: s355

Type: Isotropic

E = 205000 MPa

Poisson = 0.30

gamma = 77.0 kN/m³

alpha = 0.000012 /°C

Section: pancone

Type: Rectangle

d = 400 mm

b = 4 mm

A = 1.6000e+003 mm²

As = 1.3333e+003 mm²

I = 2.1333e+007 mm⁴

depth = 400 mm

ygc = 200 mm

Flexible member:

Axial deformation.

No shear deformation.

End Moments:

None.

Linear Load: q3

Dir: Global

Pxi = 206.19 kN/m

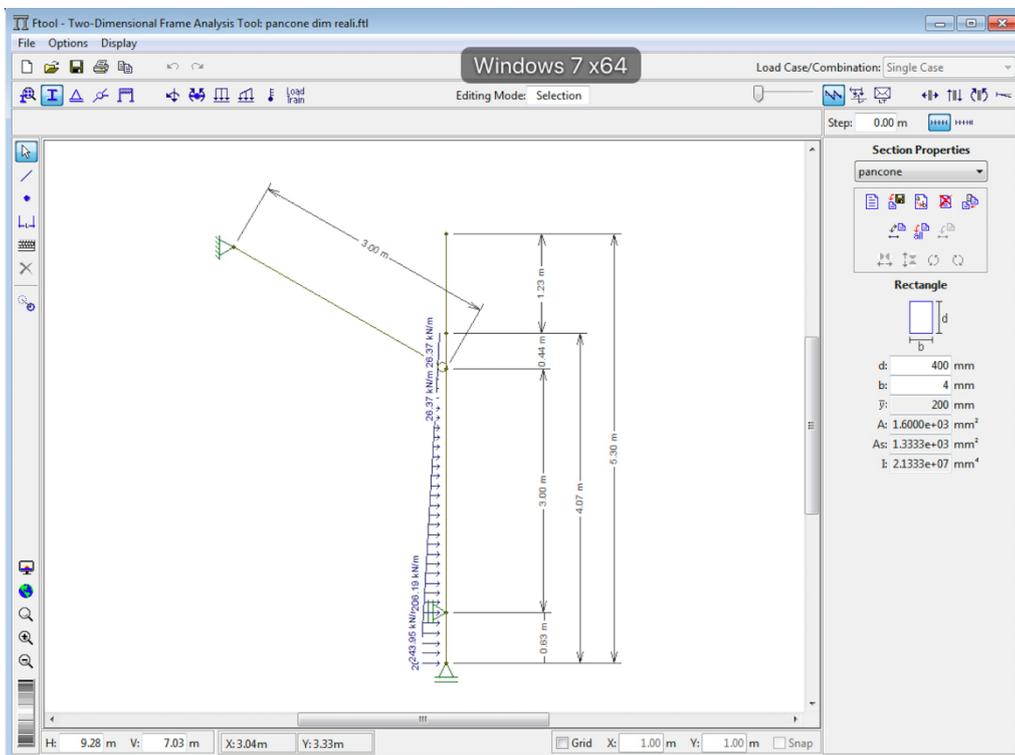
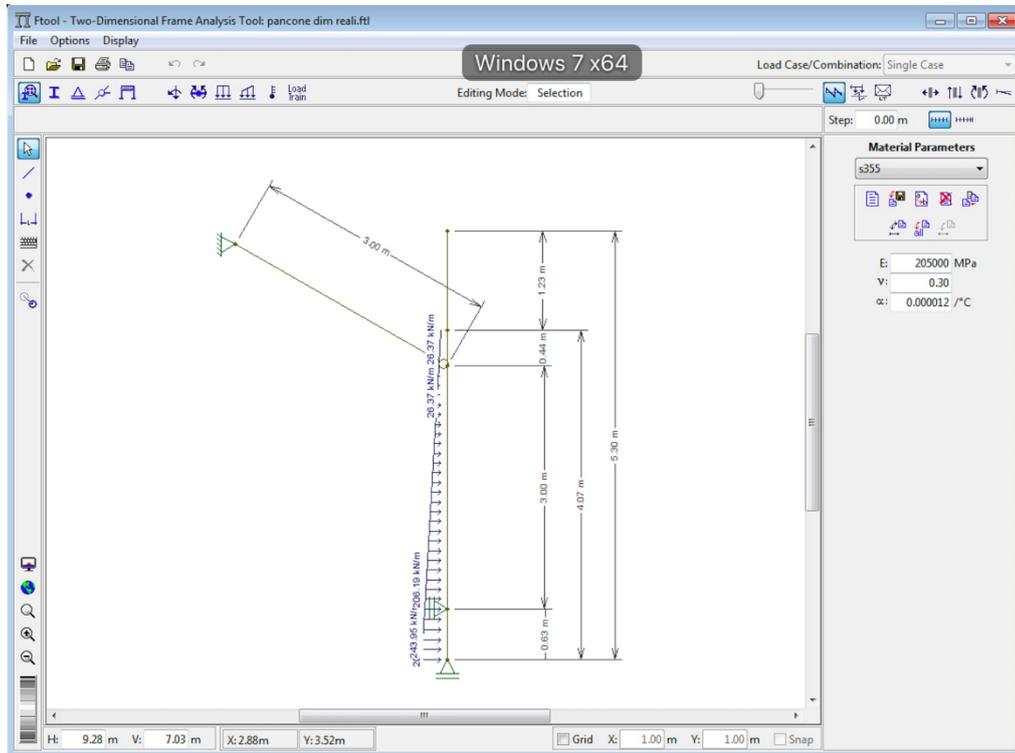
Pyi = 0.00 kN/m

Pxj = 243.95 kN/m

Pyj = 0.00 kN/m

Thermal Load:

None.



Allegato 3

Estratto della documentazione fotografica prodotta in sede di ultimo sopralluogo effettuato





Ringraziamenti

Giunto alla fine di questo percorso, non posso non guardarmi indietro e ringraziare coloro che hanno contribuito in vario modo alla sua realizzazione.

In primo luogo, sono grato alla mia famiglia, ai miei genitori e a mia sorella, per avermi educato alla persona che sono e per aver sempre creduto in me in modo incondizionato, dimostrandomi la massima fiducia e un sostegno incommensurabile.

Grazie alla “Mia Persona”, la quale leggendo saprà che parlo di Lei, fondamentale nella mia vita. Grazie Giadina per esserci sempre stata anche nei momenti più difficili, per gli svariati e innumerevoli incoraggiamenti e per avermi reso una persona migliore.

Esprimo la mia gratitudine al Professore Bernardino Chiaia, per la disponibilità e la professionalità dimostrata; e all’Ingegnere Stefania Marello per il supporto, il tempo dedicatomi e per la pazienza, nonché per tutto ciò che ho appreso sia durante il tirocinio che lungo il percorso della tesi. Un ringraziamento, inoltre, al Professore Federico Accornero, per gli utili consigli sulla stesura del presente lavoro; e allo studio Arcos Engineering di Torino, nella persona dell’Architetto Cristina Zannini Quirini, per la generosità e la disponibilità.

Un grazie speciale ai miei amici Lorenzo, Martina ed Edoardo, per me di assoluto riferimento nonostante la distanza, e anche a Walter, Francesca e ad Antonio, persone straordinarie conosciute lungo questo “viaggio”, per avermi supportato negli ultimi anni, per tutte le nostre avventure insieme e per quelle che verranno.

Ringrazio i compagni di corso del Politecnico di Torino che, con il tempo, si sono rivelati anche dei fantastici amici; in particolare a Sandra, Lucia, Giusy, Marco e Lorenzo; per aver condiviso con me questo percorso universitario ed averlo reso speciale.

Grazie alle “belle scoperte”, a Martina e Gabriele, Erika, Beppe, Paolo e Giuliana, Federica L. R., Federica A. e Andrea C.; per il tempo passato insieme e per le risate di questi ultimi mesi.

E infine loro, “*last but not least*”, compagne di tesi e di vita (sicuramente per quanto riguarda gli ultimi mesi!), Sandra e Martina. Vi ringrazio per gli impareggiabili momenti trascorsi assieme in “trincea”, fatti di duro lavoro, colazioni, pranzi e cene, sabati e domeniche, momenti di disperazione ma anche – e soprattutto – tante, tante risate.

Senza scadere nella retorica, sarò eternamente grato a tutte le persone elencate qui sopra in quanto ciascuna di esse è stata a suo modo parte di questo percorso che rimarrà per sempre impresso nella mia memoria e nel mio cuore.

A chi ha scelto di esserci, Grazie.